F1503/6

Nº. 1-4
L 034 119 Vol: 24

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXIV (XXVIII)

Fasc. 1–4

SECŢIA VI ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1978

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXIV (XXVIII)

Fasc. 1—4

SECŢIA VI ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1978

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. dr. doc. VAL. BLIDARU, prof. dr. doc. N. V. BOȚAN, prof. dr. ing. GH. CAȘLER, prof. dr. ing. M. GAFIȚANU (președinte), prof. dr. P. MÂLCOMETE, prof. dr. doc. D. MANGERON, prof. dr. ing. T. SILION, acad. prof. dr. doc. CRISTOFOR SIMIONESCU, prof. dr. ing. I. VLAD

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI

VI. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

Prof. dr. doc. CHIRIL POPESCU
Prof. dr. ing. VASILE BĂLOIU
Prof. dr. ing. ECATERINA BLIDARU

REDACȚIA

Prof. dr. doc. D. MANGERON (redactor responsabil)
Prof. dr. ing. HUGO ROSMAN (secretar de redacție)
ECATERINA IRIMIEA (tehnoredactor)

1979 OKT 22

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4 1978

Secţia VI

ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

SUMAR

Pp.

V. BLIDARU, E. BLIDARU, M. ARSENIE, C. CISMARU, V. MATEI, D. ARSENIE şi C. NIŢESCU, Studii şi rezultate privind cîteva procedee pentru reducerea gradului de colmatare a reţelelor de irigaţii (franc., rez. rom.) 7

V. BĂLOIU şi I. GIURMA, Zonarea bazinelor de recepţie după influenţa exercitată asupra colmatării lacurilor de acumulare (rom., rez. franc.) . . . 25

A. NICOLAU, E. NIŢESCU şi A. LEO-MIZA, Determinarea sucţiunii solurilor, propuse la ameliorare, cu ajutorul unui aparat cu placă de presiune şi microregulator (rom., rez. engl.) 31

CH. POPESCU, EL. LEONTE şi M. SÎRBU, Influenţa îngrăşămintelor asupra producţiei şi consumului de apă la grîul de toamnă (rom., rez. franc.) 35

V. BLIDARU, C. CISMARU, A. LEO-MIZA şi ST. TOMA, Contribuţii la stabilirea unor soluţii pentru reducerea gradului de colmatare cu aluviuni în cazul prizelor de apă pentru irigaţii din Dunăre (rom., rez. franc.) . . . 39

CH. POPESCU şi ST. AXINTE, Influenţa îngrăşămintelor asupra consumului de apă la iarba de Sudan (rom., rez. franc.) 47

V. BĂLOIU şi I. GIURMA, Determinarea pierderilor de apă prin evaporaţie şi infiltraţie, din bazinele de acumulare folosite în agricultură (rom., rez. franc.) 53

N. POPOVICI şi EL. ENACHE-IFTODE, Optimizarea dimensionării barajelor mixte, tip „Focşani", pentru corectarea torenţilor (franc., rez. rom.) . . 59

M. DIMA, ŞT. POPESCU, A. DIMA şi A. LEO-MIZA, Utilizarea metodelor de calcul automat la dimensionarea raţională a instalaţiilor de epurare a apelor uzate (rom., rez. franc.) 67

D. LEU, D. LOGHIN, D. LOGHIN şi ST. TOMA, Influenţa colmatării asupra capacităţii de transport a jghiaburilor (franc., rez. rom.) 73

RECENZII 77

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tome XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4 1978

Section VI

LAND RECLAMATION

CONTENTS

Pag.

V. BLIDARU, E. BLIDARU, M. ARSENIE, C. CISMARU, V. MATEI, D. ARSENIE et C. NIŢESCU, Études et résultats concernant quelques procédés de réduction du degré de colmatation des réseaux d'irrigations (French, Romanian summary) 7

V. BĂLOIU et I. GIURMA, Le zonage des bassins de réception selon leur influence sur la colmatation des lacs d'accumulation (Romanian, French summary) 25

A. NICOLAU, E. NIŢESCU and A. LEO-MIZA, Determination of Moisture Tension for Soils to be Meliorated by Porous Plate Apparatus and Microregulator (Romanian, English summary) 31

CH. POPESCU, EL. LEONTE et M. SÎRBU, L'influence des engrais sur la production et la consommation de l'eau au blé d'automne (Romanian, French summary) 35

V. BLIDARU, C. CISMARU, A. LEO-MIZA et ST. TOMA, Contributions à l'établissement d'une solution pour la diminution du degré de colmatation par alluvions dans le cas des prises d'eau pour irrigations, de Danube (Romanian, French summary) 39

CH. POPESCU et ST. AXINTE, L'influence des engrais sur la consommation d'eau pour l'herbe de Sudan (Romanian, French summary) 47

V. BĂLOIU et I. GIURMA, La détermination des pertes d'eau par évaporation et infiltration, des bassins d'accumulation utilisés dans l'agriculture (Romanian, French summary) 53

N. POPOVICI et EL. ENACHE-IFTODE, L'optimisation de la détermination des dimensions des barages de construction mixtes, type „Focşani", pour la correction des torrents (French, Romanian summary) 59

M. DIMA, ŞT. POPESCU, A. DIMA et A. LEO-MIZA, L'utilisation des méthodes de calcul automatique pour le dimensionement rationnel des installations de purification des eaux usées (Romanian, French summary) 67

D. LEU, D. LOGHIN, D. LOGHIN et ST. TOMA, L'influence de la colmatation sur la capacité des caniveaux paraboliques (French, Roumanian summary) 73

BOOK REVIEWS 77

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXIV (XXVIII), Вып. 1—4 1978

Секция VI

МЕЛИОРАЦИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В. БЛИДАРУ, Е. БЛИДАРУ, М. АРСЕНЬЕ, К. ЧИСМАРУ, В. МАТЕЙ, Д. АРСЕНЬЕ и К. НИЦЕСКУ, Исследование и результаты об некоторых методов уменьшение зайлений оросительных систем (франц., рез. рум.) 7

В. БЭЛОЙУ и И. ДЖЮРМА, Зонирование водосборных площадей, исходя из влияния зайление водоемов (рум., рез. франц.). 25

А. НИКОЛАУ, Е. НИЦЕСКУ и А. ЛЕО-МИЗА, Определение напряжения почвы предложенных для мелиорации, при помощи прибора с плитой давления и с микрорегулятором (рум., рез. англ.) . . 31

К. ПОПЕСКУ, Е. ЛЕОНТЕ и М. СЫРБУ, Влияние удобрений на урожай и рассход воды у оссенней пшеницы (рум., рез. франц.). . . 35

В. БЛИДАРУ. К. ЧИСМАРУ, А. ЛЕО-МИЗА и С. ТОМА, Вклады для установления некоторых решении для уменшения зайлении водозаборов оросительных систем из Дуная (рум., рез. франц.) . 39

К. ПОПЕСКУ и С. АКСИНТЕ, Влияние удобрений на расход воды у суданской травы (рум., рез. франц.) 47

В. БЭЛОЙУ и И. ДЖЮРМА, Определение потерь воды через испарение и инфильтрацию водохранилищ, используемых в сельском хозяйстве (рум., рез. франц.) 53

Н. ПОПОВИЧ и Е. ЕНАКЕ-ИФТОДЕ, Оптимизация расчетов землянных-бетоных плотин типа «Фокщани» , для устройства селевых потоков (франц. рез. рум.) 59

М. ДИМА, ШТ. ПОПЕСКУ, А. ДИМА и А. ЛЕО-МИЗА, Использование методов автоматического расчета в рациональном определении размеров очистительных установок сточных вод (рум., рез. франц.) 67

Д. ЛЕУ, Д. ЛОГИН, Д. ЛОГИН и С. ТОМА, Влияние заиления на транспортную способность лотков (франц., рез. рум.). 73

РЕЦЕНЗИИ 77

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF IASSY
ИЗВЕСТИЯ ВСЕХОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXIV (XXVIII), Вып. 1—4 1978

Серия VI

МЕТАЛЛУРГИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В. БЫНДАРУ, Е. БЫНДАРУ, М. АРСЕНЬЕ, К. ЧИСМАРУ, В. МАТЕЙ, Д. АРСЕНЬЕ и К. НИЦЫСКУ. Исследование и результаты об некоторых методов умягчения вайлений опосительных систем (фразит., рез. рум.) 7

В. БЫЛОЙУ и Н. ДЖЮРМА. Замораживание возобновимых изоляций, полученных на клинкера вайлений водоемов (рум., рез. франи.) 25

А. НИКОЛАУ, Е. НИЦЫСКУ и А. ЛЕО-МИЗА. Определение напряжения порыв предложенных для мелиорации, при помощи прибора с цветной давления и с микрорезистором (рум., рез. англ.) . . . 31

К. ПОПЕСКУ, Е. ЛЕОНТЕ и М. СИРБУ. Влияние удобрений на урожай и расход воды у сосенцей пшеницы (рум., рез. франц.) . . . 85

В. БЫНДАРУ, К. ЧИСМАРУ, А. ЛЕО-МИЗА и С. ТОМА. Внедрение для установления некоторых решений для умягчения вайлений водозаборов опосительных систем на Дунай (рум., рез. франц.) . 39

К. ПОПЕСКУ и С. АНСНИТЕ. Влияние удобрений на расход воды у сахарной травы (рум., рез. франц.) 47

В. БЫЛОЙУ и Н. ДЖЮРМА. Определение потерь воды через испарение и инфильтрацию возохранилищ, используемых в сельском хозяйстве (рум., рез. франц.) 83

Н. ПОПОВИЧ и Е. БЕНАКЕ-НФТОДЕ. Оптимизация расчетов земляных бетонных плотин типа «Фонтанин» для устройства сезонных потоков (франц. рез. рум.) 89

М. ДИМА, ШТ. ПОПЕСКУ, А. ДИМА и А. ЛЕО-МИЗА. Использование методов автоматического расчета в разбивками определения размеров отметительных установок вод (рум., рез. франц.) 67

Д. ЛЕУ, Д. ЛОТИН, Д. ЛОТИН и С. ТОМА. Влияние вайлений на транспортную способность потоков (франц., рез. рум.). 73

РЕЦЕНЗИИ 77

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 626.8

ÉTUDES ET RÉSULTATS CONCERNANT QUELQUES PROCÉDÉS DE RÉDUCTION DU DEGRÉ DE COLMATATION DES RÉSEAUX D'IRRIGATIONS

PAR

VALERIU BLIDARU, ECATERINA BLIDARU, MARIA ARSENIE, CORNELIU CISMARU, VIRGIL MATEI, D. ARSENIE et CĂTĂLINA NIŢESCU

1. Introduction

Dans l'ensemble de dépenses pour l'entretien des systèmes d'irrigation dans la R.S. Roumanie, comme d'ailleurs dans d'autres pays, une partie importante et destinée à l'éloignement des alluvions et à la réparation des défauts produites à cause des alluvions. Les dépenses pour les travaux de nettoyage des alluvions augmentent, dans leur ensemble, d'une année à l'autre, grâce à l'introduction dans l'exploitation des nouveaux systèmes qui font accroître la surface totale irriguée, de même que le volume d'eau dérivé des rivières intérieures ayant une turbidité accrue (comparativement au Danube, par exemple). Pour illustrer le rythme d'accroissement des aires irriguées, on précise qu'à la fin de l'année 1976 la surface irriguée était arrivée à environ 1,9 millions ha pour atteindre environ 3 millions ha en 1980, le rythme moyen annuel du plan quinquennal étant d'environ 200 000 ha d'irrigations. À cette augmentation rapide de la surface irriguée correspond un accroissement du volume des alluvions déposées dans les réseaux d'irrigations. Ainsi les volumes d'alluvions qui ont été évacuées seulement dans les grands systèmes d'irrigations (ayant des aires qui dépassent 20 000 ha) ont augmenté de 2 millions m^3 en 1975 à 3 millions m^3 en 1976, nécessitant des efforts financiers qui dépassent 30 millions lei par an.

Les colmatages des systèmes d'irrigations produisent une série d'ennuis, déterminant d'abord la réduction de la capacité de transport des canaux et des conduits. Pour les canaux l'accumulation des alluvions produit la diminution de la section d'écoulement, l'augmentation significative de la rugosité, favorisant aussi le développement de la végétation, tout cela contribuant à l'accroissement des résistances hydrauliques et en même temps à l'augmentation des dépenses d'exploitation des réseaux d'irrigation. Il ne faut négliger ni l'effet abrasif des alluvions sablonneuses sur les roteurs des pompes, des conduits et des ajoutages des asperseurs, ni l'influence défavorable exercée dans le fonctionnement, sur les installations de débitmétrie et sur celles de réglages automatiques (hydrauliques) des niveaux (le cas du blocage des régulateurs à niveau constant à la S.I. Terasse-Nicoreşti).

En ce qui concerne les conséquences économiques du colmatage des systèmes d'irrigations on peut apprécier qu'il y a un nombre réduit de données dans notre pays de même que dans d'autres pays. Cette situation s'explique par le fait que les dépenses respectives ne peuvent pas être facilement séparées des autres frais d'entretien des systèmes, mais seulement par des études spéciales.

Le Laboratoire d'Irrigations et de Drainages de la Faculté d'Hydrotechnique de l'Institut Polytechnique de Jassy a été, lui-aussi, sollicité pour effectuer des études et des recherches concernant certains pro-

blèmes liés au processus de colmatage et des mesures de décolmatage des réseaux d'irrigations.

Les résultats obtenus à l'aide des études de terrain et de laboratoire, de même que la vaste documentation employée, ont rendu possible l'élaboration du présent travail, organisé en trois parties.

Dans la première partie du travail on présente les résultats des études de synthèse concernant la colmatation de quelques grands réseaux d'irrigations de la R.S. de Roumanie.

Dans la deuxième partie de l'étude on expose les résultats concernant certaines recherches effectuées dans le laboratoire quant à l'utilisation des tubes vortex pour l'extraction des alluvions du fond des canaux des systèmes d'irrigations en exploitation.

Dans la troisième partie du travail on donne les résultats des recherches effectuées dans le laboratoire concernant le colmatage des conduits des réseaux d'irrigation.

À la fin du travail on présente quelques conclusions et on propose nombre de recommandations.

2. Études concernant le colmatage de quelques grands systèmes d'irigations de la R.S. de Roumanie

Les données dont on dispose dans l'évidence des différents grands systèmes d'irrigations du pays, dans la période 1973 — 1975, indiquent le fait que le rapport entre le volume d'alluvions nettoyé du réseau et l'aire irrigué désigné sous le nom de volume spécifique d'alluvions déposées dans le réseau varie entre une valeur minimum de 0,17 m^3/ha et une valeur maximum de 3,12 m^3/ha. Une analyse plus approfondie des données indique aussi des différences par rapport à la source d'eau et surtout à la turbidité de celle-ci.

Ainsi les systèmes d'irrigations qui utilisent l'eau des grandes rivières intérieures du pays, comme le Siret et l'Olt, se caractérisent par une valeur du volume spéciphique d'alluvions déposés dans le réseau de 1,9 ... 3,12 m^3/ha. Pour les systèmes d'irrigations qui sont alimentés du Danube, le volume spécifique d'alluvions déposées dans le réseau est généralement plus réduit, ayant des valeurs situées dans l'intervalle 0,17 ... 2,80 m^3/ha. On a analysé aussi la manière de la répartition des alluvions au long des canaux et on a constaté que : a) sur les canaux d'adduction les volumes spécifiques d'alluvions déposées varient entre 1 200 et 3 000 m^3/km lorsque l'eau utilisée provient des rivières intérieures et entre 400 et 1 200 m^3/km lorsqu'elle provient du Danube ; b) sur les canaux de distribution (situés entre les exploitations) se sont déposés des volumes spécifiques d'alluvions entre 295 et 1 000 m^3/km dans le cas de l'utilisation de l'eau des rivières intérieures et entre 150 et 344 m^3/km dans le cas de l'eau de Danube ; c) sur les canaux secondaires les volumes spécifiques d'alluvions déposées varient entre 428 et 753 m^3/km dans le cas de l'utilisation de l'eau des rivières intérieures et entre 10 et 187 m^3/km lorsqu'on emploie de l'eau de Danube.

On constate, de ces chiffres aussi, que l'eau captée des rivières intérieures est chargée d'une quantité plus grande d'alluvions que celle captée du Danube.

On observe qu'un facteur qui influence le volume spécifique d'alluvions déposées dans le réseau c'est la densité du réseau de canaux ouverts. La représentation graphique de la fig. 1 met en évidence cette influence. Comme il résulte de cette figure, pour les densités proches de la valeur 10 m/ha on obtient les depôts spécifiques d'alluvions les plus réduits. On considère que cette conclusion obtenue de l'examen des données des système en exploitation doit rester en vue dans l'avenir pour les projets des nouveaux grands systèmes d'irrigations.

On rencontre d'habitude le cas où la densité du réseau baisse sous 8 m/ha, dans les adductions automatisées ou prévues avec des possibilités d'automatisation ultérieures et où les pentes de ces adductions sont réduites. Cela favorise le dépôt des alluvions et justifie l'augmentation du volume spécifique d'alluvions. Un exemple significatif est présenté par le système avec automatisation Mahmudia où l'eau est captée du lac Razelm, ayant une turbidité plus petite que celle de l'eau des rivières intérieures. Cependant, puisque les canaux se maintiennent pleins durant toute la période d'irrigation, l'épaisseur de la couche d'alluvions déposée dans la période avril-juin 1975 a été de 0,20...0,40 m.

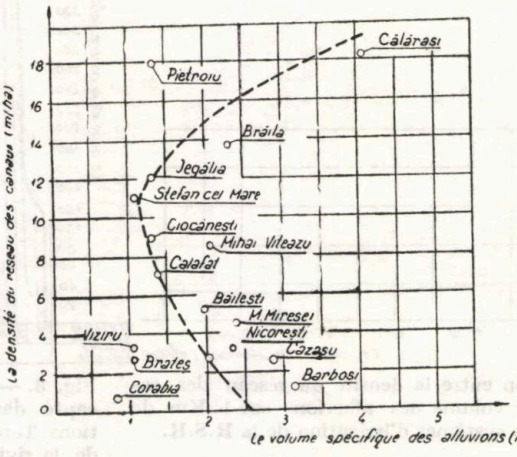


Fig. 1. — La variation du volume spécifique des alluvions en fonction de la densité du réseau des canaux pour quelques grands systèmes d'irrigation de la R.S.R.

Si la densité du réseau dépasse 12 m/ha on constate également un accroissement (naturel) du volume spécifique d'alluvions déposées.

Le volume d'alluvions qui doit être nettoyé sur 1 km de canal varie lui aussi en fonction du réseau. Ayant en vue seulement les canaux d'adduction des grands systèmes d'irrigations il résulte une tendence d'augmentation du volume d'alluvions qui reviennent à un km de canal lorsque la densité de réseau baisse. Dans la représentation graphique de la fig. 2 on présente justement cette dépendence du volume d'alluvions sur 1 km de canal d'adduction en fonction de la densité du réseau.

Les exigences au maximum en ce qui concerne les quantités d'eau d'irrigation se superposent souvent, en temps, avec les périodes des crues

lorsque la turbidité est excessive. Pour illustrer cette affirmation dans la fig. 3 on présente la variation en fonction du temps du débit capté dans le système Terasse-Tecuci, superposé avec les crues et la variation de la turbidité de l'eau de Siret dans les années 1973 et 1974.

Le dernier aspect étudié a été rapporté à la constitution granulométrique des alluvions en suspension des sources et des systèmes d'irigations. Généralement les alluvions en suspension de l'eau d'irrigation se composent d'argile, de poussiére et de sable fin. Les valeurs moyennes des pourcents de ces fractions diffèrent d'une rivière à l'autre et dans le cas de la même rivière diffèrent d'une période à l'autre, en fonction du débit liquide, du degré de recouvrement du bassin hydrographique, de la nature du sol de

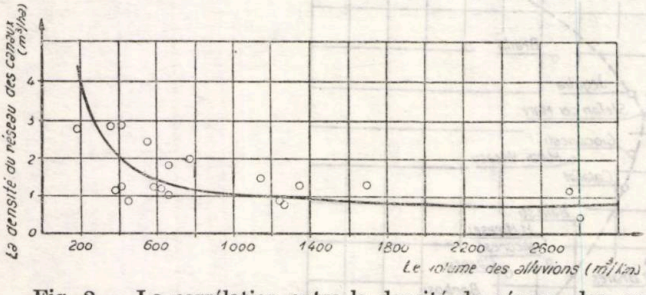


Fig. 2. — La corrélation entre la densité du réseau des canaux d'adduction et le volume des alluvions sur 1 Km de canal pour les grands systèmes d'irrigation de la R.S.R.

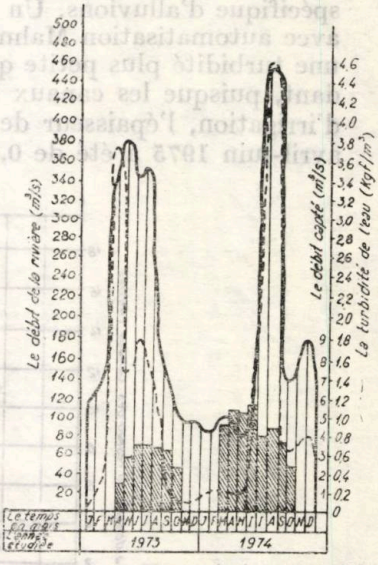


Fig. 3. — La variation du debit capté dans le système d'irrigations Terasse - Nicorești, du debit de la rivière Siret et de la turbidité de l'eau dans la rivière Siret.

ce bassin et d'autres facteurs ayant des distributions aléatoires. Selon les mesures effectuées par l'Institut de Météorologie et de Hydrologie, les valeurs maxima de la turbidité de l'eau des rivières intérieures sont situées entre 4 kgf/m³ et 32 kgf/m³. En ce qui concerne la constitution granulométrique des alluvions en suspension des rivières intérieures on peut donner les suivantes limites relatives :

argile ($d < 0{,}005$ mm)	2%...18%
poussière ($0{,}005$ mm $\leq d < 0{,}05$ mm)	16%...62%
sable ($d \geq 0{,}05$ mm)	20%...30%

Ces données prouvent l'existence des conditions pour le colmatage des réseaux d'irrigations avec l'eau des rivières intérieures dans l'absence

de certaines mesures énergiques de prévention dans le centre de prise, qui doivent être réalisées simultanément avec l'exécution du réseau d'adduction et de distribution. En présent, comme on exécute, dans notre pays et dans autres pays, d'importants aménagements (systèmes) d'irrigations, sans mesures convenables de retention contre les alluvions, les recherches doivent poursuivre aussi le but de trouver des solutions pour réduire les processus de colmatage (à partir même des centres de prise et de la partie inactive du canal d'adduction), de même que les mesures correspondantes de décolmatage. Notre collectif de recherches étant préoccupé en mesure égale de ces deux aspects (les mesures de „prévention" et „curatives") présente en ce qui suit quelques expériences de laboratoire qui ont répondu au deuxième groupe de mesures, celles, „curatives". Après l'analyse d'une importante game de solutions et variantes, de diverses situations de terrain possibles à modéler (aux échelles convenables) dans le laboratoire, on est arrivé aussi à l'exploitation de la solution „tubes vortex sur les canaux" qui a offert une série de résultats dignes à être retenues.

3. Recherches sur modèle concernant l'utilisation des tubes vortex aux canaux des systèmes d'irrigation

L'utilisation des tubes vortex en vue de capter et d'eliminer les alluvions de fond des canaux est un procédé relativement nouveau. Conformément aux indications de la littérature de spécialité [2] ... [4], l'efficience de la captation des alluvions (exprimée par le rapport entre le débit solide qui entre dans le tube vortex, Q_{ST}, et le débit solide total du canal, Q_s, en amont du tube) est maximum dans une gamme restreinte de variation du nombre de F r o u d e, $\mathcal{F}_R = 0{,}8 \ldots 1{,}0$.

Tenant compte du fait que, dans notre pays, la plupart des canaux s'exécutent avec des pentes faibles (0,2 ‰ ... 2 ‰), pour lesquelles le nombre de F r o u d e a des valeurs assez petites (0,1 ... 0,8) il s'avère nécessaire l'étude de l'efficience de l'utilisation des tubes vortex dans ces conditions spécifiques.

À partir des résultats de cette étude on a pu prouver, également, l'efficience économique des tubes vortex par rapport aux autres solutions de décolmatage des canaux.

Les travaux de construction nécessaires peuvent être exécutés en dehors de la saison d'irrigation.

Pour effectuer les recherches on a aménagé, dans la halle centrale du Laboratoire d'Irrigations et Drainage de Jassy, un stand représentant le modèle d'un canal d'irrigation à l'échelle 1 : 10.

Le critère de similitude hydraulique employé a été celui de F r o u d e et les alluvions ont été modélées selon l'échelle géométrique.

Le canal modélé se compose de deux secteurs en alignement, de longueurs $l_1 = 2{,}60$ m et $l_2 = 2{,}50$ m, raccordés par un secteur en courbe à 90°, ayant la section transversale trapézoïdale avec une largeur de base $b = 0{,}17$ m et les talus inclinés ayant la pente 1 : 1.

Le canal est réalisé en mortier de ciment, dont l'épaisseur moyenne est de 7 cm, sur un lit profilé en ballast. La pente générale du canal est de 0,3%. La fente du tube vortex pratiquée sur toute la largeur du canal

b, est située dans le premier secteur rectiligne, à une distance de 1,50 m par rapport à l'entrée en courbe sous un angle de $\theta = 75°$, relativement à l'axe du canal.

La largeur de la fente, b_f, a été variée pendant les expériences, de 0,02 m à 0,12 m.

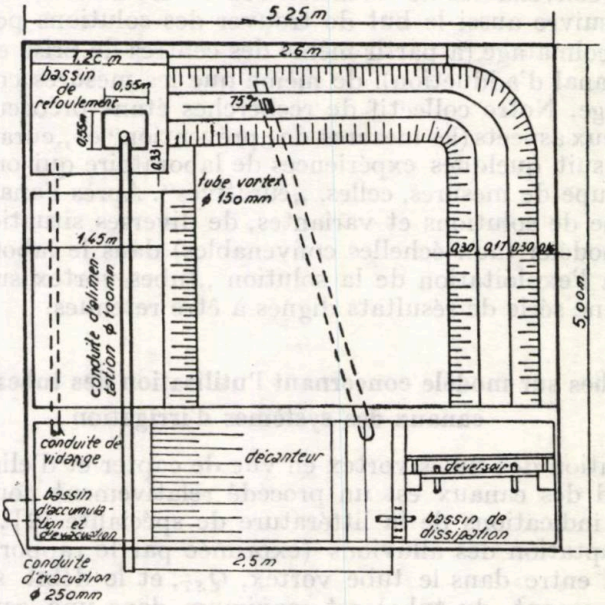


Fig. 4. — Vue horizontale du stand pour l'étude des tubes vortex.

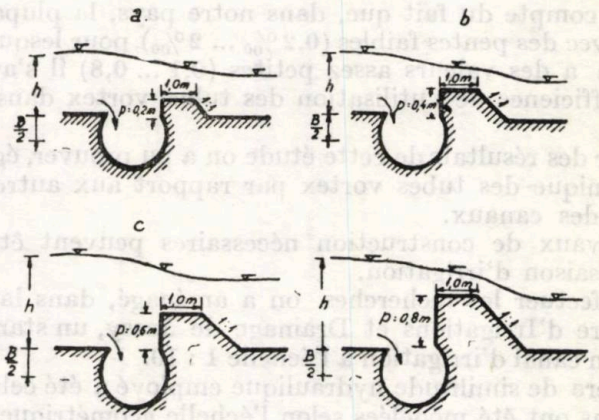


Fig. 5. — Sections verticales pour les tubes vortex utilisés.

En aval de la fente on a aménagé un seuil ayant la hauteur, p, variable entre 0,02 m et 0,08 m. À partir des données existentes publiées par la littérature de spécialité il résulte que le seuil influence positivement l'efficience des tubes vortex ; c'est pourquoi nos expériences et nos conclusions ne se rapportent qu'aux tubes vortex à seuil.

Le tube vortex a été réalisé sous forme d'une conduite circulaire de diamètre 0,15 m et de longueur $L = 3{,}50$ m. On a placé à l'entrée du canal des dispositifs pour uniformiser l'écoulement. La mesure de débit du canal a été effectuée à l'aide d'un déversoir triangulaire. Le débit du tube vortex a été mesuré avec un vase étalon. Pour récupérer les alluvions on a introduit dans le circuit de l'eau un bassin de décantation à fond en contrepente ($i = -5\ \%$) avec les dimensions dans le plan de 2,50 × 1,20 m². Lors des expériences on a utilisé des alluvions provenues de deux sources différentes ayant le diamètre moyen $d_{50} = 0{,}15$ mm.

Les expériences se sont proposées d'établir l'influence de divers paramètres (b_f, p, h, Q_s) sur l'efficience des tubes vortex. Pour préciser le domaine de variation des paramètres caractéristiques on a présenté dans le tableau 1 une partie des résultats obtenus concernant les régimes expérimentés.

Tableau 1

Nr. crt.	Seuil p m	Largeur de la fente b_f m	Hauteur de l'eau h m	Débit liquide total Q l/s	Débit liquide du tube vortex Q_T l/s	Débit solide total Q_s kg/s	Débit solide du tube vortex Q_{ST} kg/s
1		0,02	0,250	30,50	1,25	0,106	0,028
2		0,04	0,248	29,97	1,40	0,182	0,049
3	0 02	0,05	0,245	29,42	1,62	0,232	0,064
4		0,06	0,239	27,86	1,71	0,251	0,073
5		0,08	0,232	25,97	1,83	0,206	0,063
6		0,10	0,228	25,00	1,89	0,212	0,066
7		0,12	0,224	24,32	1,98	0,200	0,065
8		0,02	0,247	29,53	1,40	0,183	0,049
9		0,04	0,242	28,34	1,52	0,206	0,057
10		0,05	0,238	27,55	1,75	0,265	0,076
11	0,04	0,06	0,234	26,42	1,82	0,212	0,061
12		0,08	0,230	25,63	1,93	0,252	0,077
13		0,10	0,225	24,38	2,03	0,306	0,099
14		0,12	0,223	23,89	2,17	0,261	0,093
15		0,02	0,242	28,43	1,53	0,126	0,035
16		0,04	0,235	26,92	1,72	0,173	0,050
17		0,05	0,220	23,45	1,85	0,103	0,032
18	0,06	0,06	0,219	23,20	1,92	0,205	0,064
19		0,08	0,216	22,66	2,06	0,262	0,088
20		0,10	0,214	22,05	2,38	0,281	0,111
21		0,12	0,210	21,38	2,72	0,200	0,076
22		0,02	0,240	28,34	1,70	0,213	0,061
23		0,04	0,224	24,07	1,92	0,206	0,066
24		0,05	0,207	20,76	2,06	0,250	0,085
25	0,08	0,06	0,205	20,54	2,52	0,200	0,071
26		0,08	0,200	19,45	2,85	0,302	0,110
27		0,10	0,198	19,01	3,25	0,270	0,101
28		0,12	0,195	18,57	3,89	0,283	0,110

Un premier problème étudié a été la détermination du taux d'extraction du débit liquide, R_Q, défini par le rapport entre le débit liquide du tube vortex, Q_T, et le débit liquide total du canal amont du tube, Q, exprimé

en pourcents. Pour le taux d'extraction du débit liquide, R_Q, on connaît les formules de Robinson :

$$(1)\qquad R_Q = \frac{C'\sqrt{1+B/2h}}{(h/b_f)\,\mathcal{F}_K} \qquad (2)\qquad C' = 100\frac{A_T}{b_f L \sin\theta} = C'_R$$

où C', selon Robinson (2), a été noté par C'_R, et $h + B/2$ représente la charge dans l'axe du tube vortex, L la longueur et A_T la section transversale du tube vortex, le nombre Froude étant calculé par la relation $\mathcal{F}_K = v/\sqrt{gh}$.

On peut observer que la formule de Robinson ne tient pas compte de l'influence du seuil, tandis que les expériences effectuées dans le cadre du Laboratoire d'Irrigations et Drainage de Jassy prouvent que la hauteur du seuil a une influence significative pour les valeurs réduites du nombres de Froude. Les données numériques qui correspondent aux 28 régimes étudiés et présentées dans le tableau 1 indiquent une déviation moyenne carrée relative de 98,32% pour C'_R calculé d'après la formule de Robinson (2), par rapport à C' effectivement.

Il résulte ainsi la nécessité d'établir une nouvelle formule de calcul du taux R_Q, respectivement C', qui puisse reflêter plus fidèlement le phénomène étudié pour les valeurs réduites du nombre de Froude.

Afin de maintenir l'unité de la méthode de calcul, tant pour les grandes valeurs que pour les petites valeurs des nombres de Froude on a gardé la structure de la formule de Robinson pour R_Q, (1), en corrigeant la formule de C', (2).

À partir de quelques considérations d'analyse dimensionnelle, en corrélation avec les résultats des expériences présentées, on a proposé la formule suivante :

$$(3)\qquad C' = 90\frac{(pb_f^2 b^2)^{1/5}}{b_f}\cdot\frac{\sqrt{A_T}}{L\sin\theta} = C'_I.$$

Pour le modèle utilisé : $B = 0{,}15$ m, $L = 3{,}50$ m, $\theta = 75°$, $b = 17$ m, tandis que les autres grandeurs ont été variables, conformément au tableau 1.

La déviation moyenne carrée relative qui résulte de l'application de la formule (3) pour C'_I est de 12,60%, donc environ huit fois plus petite que dans le cas de l'emploi de la formule de Robinson. Les données numériques respectives sont présentées dans le tableau 2. On a représenté dans la fig. 6 la distribution des points obtenus par voie expérimentale par rapport à la droite établie théoriquement.

Un deuxième problème analysé c'est celui de l'établissement d'une relation pour le taux d'extraction du débit solide, R_{QS}, défini par le rapport entre le débit solide capté par le tube vortex, Q_{ST}, et le débit solide total du canal en amont du tube, Q_S, exprimé en pourcents.

Dans la littérature de spécialité consultée on n'a pas trouvé des relations de calcul, mais seulement les résultats des expériences qui indiquent un maximum du taux d'extraction du débit solide dans l'intervalle $\mathcal{F}_K = 0{,}8 \ldots 1{,}0$. Parceque les grands canaux d'irrigation de Roumanie se situent dans l'intervalle $\mathcal{F}_K = 0{,}1 \ldots 0{,}8$, on a cherché une formule adéquate pour cet intervalle de variation du nombre de Froude. À la suite des recherches expérimentales effectuées on a proposé la relation :

$$(4)\qquad R_{QS} = 97\,\mathcal{F}_K\,\mathcal{R}_Q^{1/4}.$$

Tableau 2

Nr. crt.	R_Q, [%]		C'			R_{QS}, [%]	
	mesuré	calculé avec (3)	C'_{ef}	C'_R	C'_I	mesuré	calculé avec (4)
1	4,10	3,93	8,68	26,14	8,33	26,2	26,6
2	4,68	5,19	4,96	13,07	5,50	27,6	27,8
3	5,52	5,76	4,61	10,46	4,81	28,5	29,0
4	6,41	6,26	4,41	8,71	4,31	29,2	30,6
5	7,05	7,42	3,45	6,53	3,63	30,4	30,7
6	7,58	8,31	2,89	5,28	3,17	31,2	31,1
7	8,17	8,96	2,59	4,36	2,84	32,7	32,1
8	4,75	4,59	9,91	26,14	9,57	27,0	27,6
9	5,37	6,18	5,48	13,07	6,31	27,8	28,5
10	6,30	6,83	5,10	10,46	5,53	28,6	30,0
11	6,90	7,56	4,52	8,71	4,95	29,0	30,3
12	7,35	8,59	3,57	6,53	4,17	30,7	31,1
13	8,35	9,65	3,15	5,28	3,64	32,6	31,8
14	9,10	10,40	2,86	4,36	3,27	35,5	32,9
15	5,38	5,10	10,96	26,14	10,38	27,9	28,4
16	6,40	6,38	6,87	13,07	6,85	28,9	29,9
17	7,30	8,16	5,36	10,46	5,99	30,3	30,8
18	8,28	8,80	5,05	8,71	5,37	31,2	31,8
19	9,08	9,99	4,11	6,53	4,52	33,5	32,8
20	10,80	10,97	3,89	5,28	3,95	35,8	34,3
21	12,70	12,05	3,73	4,36	3,54	37,9	35,9
22	6,00	5,46	12,14	26,14	11,00	28,8	29,3
23	8,00	7,71	7,52	13,07	7,25	32,1	31,6
24	9,95	9,14	6,91	10,46	6,35	34,5	33,6
25	12,32	9,94	7,05	8,71	5,69	35,8	35,6
26	14,70	11,32	6,22	6,53	4,79	36,5	37,6
27	17,10	12,68	5,65	5,28	4,19	37,2	38,7
28	18,87	13,83	5,13	4,36	3,76	39,0	39,8

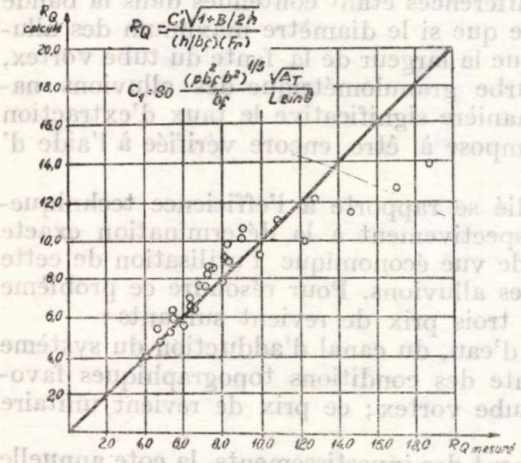


Fig. 6. — La rate de l'extraction du débit liquide ; o — points obtenus par voie expérimentale.

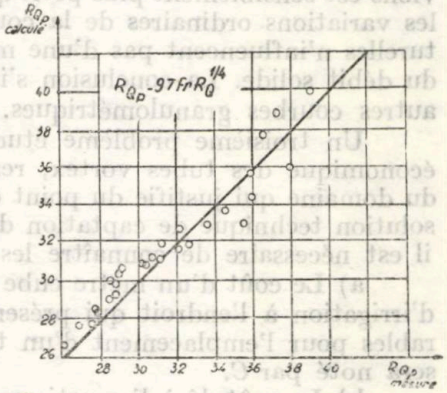


Fig. 7. — La rate de l'extraction du débit solide ; o — points obtenus par voie expérimentale.

Pour les régimes étudiés la déviation moyenne carrée résultée à la suite de l'utilisation de cette formule est de 3,12%. Dans la représentation graphique de la fig. 7 on peut observer la distribution des points obtenus par voie expérimentale par rapport à la droite établie théoriquement.

En ce qui concerne la granulométrie des alluvions employées et des alluvions captées par le tube vortex on constate que le diamètre moyen de ces dernières-ci est plus grand ($d_{50} = 0{,}25$ mm). Les courbes granulométriques respectives sont données dans la fig. 8.

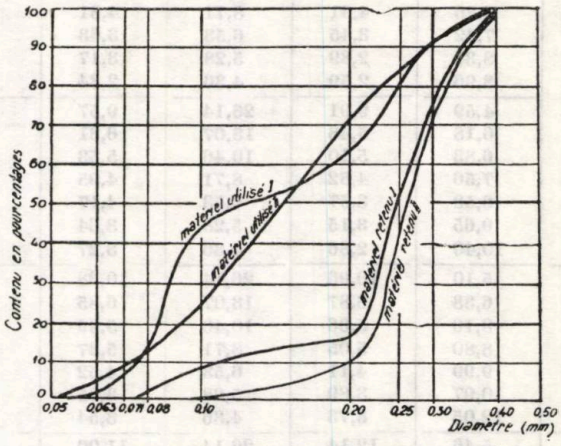


Fig. 8. — Les courbes granulométriques des matériaux utilisés et retenus par le tube vortex.

On a constaté qu'en utilisant les deux types d'alluvions méntionnées ci-dessus on a obtenu des résultats très rapprochés concernant le taux d'extraction du débit solide, les différences étant contenues dans la bande d'erreurs expérimentales. Il résulte que si le diamètre maximum des alluvions est sensiblement plus petit que la largeur de la fente du tube vortex, les variations ordinaires de la courbe granulométrique des alluvions naturelles n'influencent pas d'une manière significative le taux d'extraction du débit solide. La conclusion s'impose à être encore vérifiée à l'aide d' autres courbes granulométriques.

Un troisième problème étudié se rapporte à l'efficience technique-économique des tubes vortex, respectivement à la détermination exacte du domaine qui justifie du point de vue économique l'utilisation de cette solution technique de captation des alluvions. Pour résoudre ce problème il est nécessaire de connaître les trois prix de revient suivants :

a) Le coût d'un mètre cube d'eau, du canal d'adduction du système d'irrigation à l'endroit qui présente des conditions topographiques favorables pour l'emplacement d'un tube vortex ; ce prix de revient unitaire sera noté par C.

b) Le coût dû à l'amortissement des investissements, la cote annuelle étant répartie pour la période de l'année où le tube vortex fonctionne. La cote d'amortissement par unité de temps sera notée par C_a.

c) Le coût de l'excavation et du transport d'un kilogramme de matière alluvionaire déposée dans la canal d'adduction du système d'irrigation ; ce prix de revient unitaire sera noté par C_s.

Le total des frais dans l'unité de temps de fonctionnement du tube vortex sera donné par la somme $CQ_T + C_a$ tandis que l'économie réalisée sera donnée par $C_S\, Q_{ST}$, donc le domaine de fonctionnement efficient du tube vortex sera celui où est satisfaite l'inégalité :

$$C_S Q_{ST} \geqslant CQ_T + C_a. \tag{5}$$

Ayant en vue la tendence générale dans les zones à grands complèxes d'irrigation de réduire le nombre des ouvriers agricoles, on recommande d'aller jusqu'à la limite supérieure des valeurs Q_T qui satisfait cette inégalité.

En se basant sur la formule (4) on peut transformer l'inégalité (5) de sorte qu'elle contienne une seule grandeur inconnue (Q_T) :

$$0{,}97\, \mathcal{F}r \frac{C_s}{C} Q_S \left(100 \frac{Q_T}{Q}\right)^{1/4} \geqslant Q_T + \frac{C_a}{C}. \tag{6}$$

On détermine la valeur maximum de Q_T qui satisfait l'inégalité par des essais ou par une méthode grapho-analytique. On adopte pour Q_T cette valeur on une autre, inférieure à celle-ci et on calcule le taux de l'extraction du débit liquide, R_Q. En vertu des formules (1) et (3) on fixe les dimensions du tube vortex.

Exemple de calcul

Sur le canal d'adduction d'un système d'irrigation en exploitation, ayant les paramètres moyens de fonctionnement : $Q = 10$ m³/s, $\mathcal{F}r = 0{,}195$ et $Q_s = 33{,}3$ kg/s on met en question le problème de la construction d'un tube vortex pour l'extraction des alluvions (le canal modélé en laboratoire). Les indicateurs économiques des prix de revient ont les valeurs relatives suivantes :

$$\frac{C_s}{C} = \frac{1}{10}\ ; \quad \frac{C_a}{C} = \frac{1}{20}.$$

L'inégalité qui définit le domaine d'efficience devient :

$$1{,}13\, Q_T^{1/4} \geq Q_T + 0{,}05.$$

Une solution convenable de cette inégalité est $Q_T = 1{,}0$ m³/s à laquelle correspond un taux de l'extraction du débit liquide $R_Q = 10\%$ et un taux de l'extraction du débit solide, $R_{QS} = 33{,}7$ %.

Le débit solide extrait du tube vortex sera de 11,3 kg/s.

Du tableau 2 on observe qu'on peut adopter la solution à seuil ayant une hauteur de 0,60 m et une largeur de la fente de 1,0 m.

4. Recherches en laboratoire concernant le colmatage et le décolmatage des systémes d'irrigations

Parce que dans l'exploitation de certaines réseaux d'irrigations avec conduits sous pression on a constaté des phénomènes de colmatage et compte tenu du fait que le processus de décolmatage usuel consiste dans le lavage des conduits, le Laboratoire d'Irrigations et Drainages de Jassy a été sollicité par certaines unités d'exploitation d'ellaborer la méthodologie de détermination des périodes de lavage des conduits. Les lavages

doivent être corrélés avec les graphiques d'exploitation du système qu'on connaît, d'où l'on peut extraire la variation en fonction du temps du débit, respectivement de la vitesse sur chaque tronson de conduit.

Pour résoudre ce problème il a été nécessaire à effecteur préalablement, en laboratoire, toute une série d'études spéciales. Premièrement on a examiné l'influence de la présence des alluvions sur les propriétés physiques de l'eau et surtout sur son comportement rhéologique. Dans ce but on a testé la viscosité de l'eau à l'aide d'un viscosimètre à torsion de type „Rheotest". On en a mesuré l'effort tangentiel unitaire de frottement pour les différentes valeurs du gradient de vitesse (dv/dn). On a effectué les expériences sur des mélanges d'eau et de quantités variables d'alluvions.

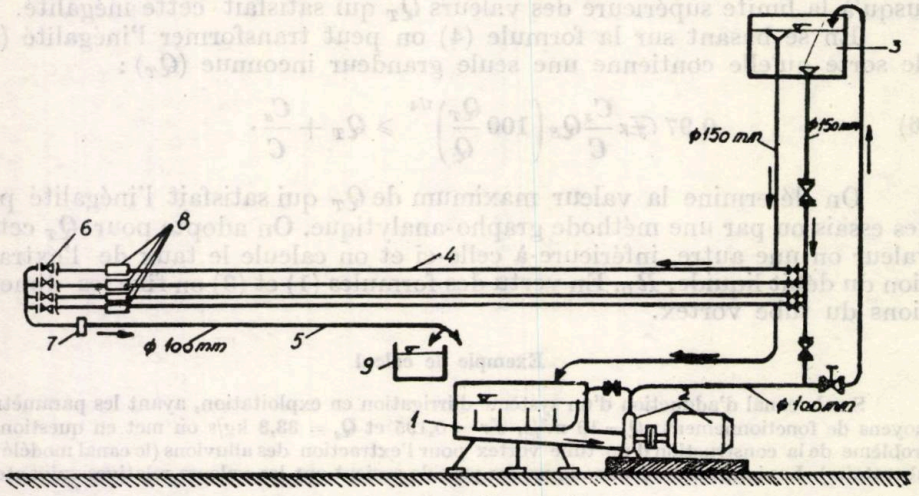


Fig. 9. — Stand expérimental : *1* — réservoir d'alimentation, *2* — groupe de pompage, *3* —réservoir de niveau constant, *4* — conduites d'aspersion, *5* — conduite d'évacuation, *6*—vannes de réglage du débit, *7*—diaphragme segment pour la mesure du débit, *8* — tubes permettant la visualisation de l'écoulement, *9* — vase étalonée.

La conclusion principale c'est que l'addition des alluvions en proportion usuelle rencontrée dans les réseaux d'irrigations ne change pas le caractère newtonien du liquide caractérisé par la proportionnalité entre l'effort de frottement et le gradient de la vitesse. Mais, on a constaté que plus la quantité d'alluvions du mélange augmente, plus le coefficient de viscosité dynamique (μ) augmente aussi. Ainsi pour l'eau sans alluvions on a mesuré $\mu = 10$ cp, tandis qu'à la même température, pour l'eau avec adjonction d'alluvions de 30 gf/l on a mesuré $\mu = 12{,}5$ cp.

On a constaté des exceptions du comportement newtonien du mélange d'eau et d'alluvions seulement pour les adjonctions d'alluvions qui dépassent 100 gf/l, ce qui représente une turbidité beaucoup plus élevée que celles qu'on rencontre dans les réseaux d'irrigations.

En 1972, dans le Laboratoire d'Irrigations et Drainages de l'Institut Polytechnique de Jassy, dans le but d'effectuer une recherche plus approfondie, on a calculé et réalisé une installation expérimentale où l'on a effectué des expériences. Un schéma représentant la platforme d'essai est donné dans la fig. 9, qui représente une vue générale de cette platforme.

On a accordé une attention particulière aux prises de pression car les alluvions bouchent souvent des prises de pression communes utilisées au cours des expériences avec de l'eau propre. C'est pourquoi on a réalisé au cours des recherches des prises d'une construction spéciale qu'on présente dans la fig. 10. Ces prises satisfont les exigences imposées car

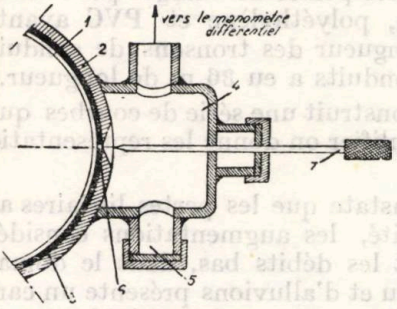


Fig. 10. — La prise de pression: *1* — conduite, *2* — collier de pression, *3* — étanchement de caoutchouc, *4*—chambre pour la sédimentation des alluvions qui passent par l'orifice de prise, *5* — couvercle pour l'extraction des alluvions sédimentées dans la chambre de prise, *6* — prise de pression Ø 1,5 mm, *7* — aiguille pour le défoncement de l'orifice de prise pendant l'utilisation.

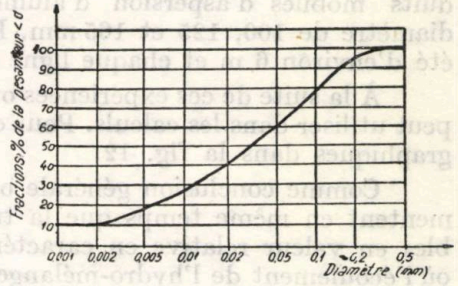


Fig. 11. — La courbe granulométrique des alluvions utilisées dans les expériences.

elles présentent des avantages empêchant le passage des alluvions par leurs orifices et permettant le défonçage rapide des orifices obstrués aussi bien que l'extraction des alluvions plongées à l'intérieur. On signale toujours comme une particularité de l'installation expérimentale le fait que sur chaque ligne de conduits on a intercalé des tronsons courts de tubes en plexiglas ayant le même diamètre que la ligne de conduits. À l'aide des deux réflecteurs, installés tout près, on a pu visualiser assez bien à l'intérieur du conduit l'écoulement du mélange d'eau et d'alluvions.

On a pu ainsi déterminer le moment où commence la sédimentation des alluvions au fond du conduit (vitesse limite de sédimentation) et aussi le moment où commence le processus de lavage des alluvions (vitesse critique d'entrainement).

Au cours des expériences concernant l'influence exercée par la concentration d'alluvions sur les pertes de charge linéaire on a employé des alluvions naturelles prélevées du canal principal du système d'irrigation „Victoria" de Jassy qui utilise l'eau de la rivière Prut. Avant les expériences on a tamisé les alluvions à l'aide de tamis dont les mailles ne dépassaient pas 1 mm, pour qu'elles retiennent les matériaux organiques (restes végétaux, racines des plantes, etc.).

On a utilisé les turbidités de : 3 kgf/m^3, 7 kgf/m^3, 12 kgf/m^3 et 24 kgf/m^3, réalisées en pesant et en dosant les alluvions en laboratoire. L'analyse granulométriques des alluvions a été effectuée à l'aide des pipettes pour les particules ayant le diamètre sous 0,063 mm et à l'aide des tamis D.I.N. pour les particules ayant un diamètre plus grand. La fig. 11 repré-

sente la courbe granulométrique des alluvions naturelles utilisés pendant les expériences. La valeur moyenne du poids spécifique des alluvions naturelles a été $\gamma = 2{,}57$ tf/m^3.

Outre ces expériences on a effectué des autres en employant aussi des sables tamisés ainsi que des mélanges de sables, poudre et argile en différentes proportions. On a déterminé les pertes de charges pour les conduits mobiles d'aspersion d'aluminium, polyéthylène et PVC ayant le diamètre de 100, 125 et 165 mm. La longueur des tronsons de conduit a été d'environ 6 m et chaque ligne de conduits a eu 36 m de longueur.

À la suite de ces expériences on a construit une série de courbes qu'on peut utiliser dans les calculs. Pour exemplifier on donne les représentations graphiques dans la fig. 12.

Comme conclusion générale on constate que les pertes linéaires augmentent en même temps que la turbidité, les augmentations considérables en valeur relative en caractérisant les débits bas, dans le domaine où l'écoulement de l'hydro-mélange d'eau et d'alluvions présente un caractére hétérogène. Pour les valeurs des vitesses moyennes qui dépassent la valeur de 1,4 m/s les pertes supplémentaires par rapport à l'eau propre deviennent insignifiantes.

En ce qui concerne les coefficients de résistance locale on a constaté qu'ils baissent au fur et à mesure que la turbidité augmente. Pour les couplages hydrauliques la réduction est d'environ 24% pour l'eau ayant la turbidité de 12,5 kgf/m^3, pour les tournants elle est d'environ 6,8% et pour les vannes hydrantes d'environ 6,25%. Pour les branchements, le coefficient de pertes pour le courant dérivé n'est pas influencé par la présence des alluvions.

Un autre problème étudié est celui de la sédimentation des alluvions au fond des conduits.

Les observations visuelles dans les tubes de plexiglas ont indiqué les suivantes étapes de sédimentation, qui se succèdent au fur et à mesure que la vitesse moyenne de l'écoulement de l'eau en conduit se réduit :

a) Traces de sable fin qui se déplacent sur le fond du conduit, traces dont la longueur augmente au fur et à mesure que la vitesse de l'écoulement de l'eau dans le conduit baisse.

b) Dunes indépendentes qui se déplacent avec une certaine vitesse, généralement assez réduite, vers l'aval. La longueur des dunes isolées est de 1 ... 4 cm et la distance qui les sépare est de quelques centimètres. Plus la vitesse de l'eau dans le conduit baisse, d'autant la vitesse de déplacement des dunes baise elle aussi; leur longueur augmente, leur forme devient plus irrégulière et la distance entre les dunes se réduit. Dans l'intervalle qui sépare les dunes on n'observe pas de sédiments.

c) Couche continue d'alluvions au fond du conduit.

Comme conclusions valables pour les conduits d'aluminium et de polyéthylène, dans le cas des alluvions naturelles utilisées, on a établi que le processus de sédimentation des alluvions (pour le cas des traces de sable) commence lorsque la vitesse moyenne est de 0,6 m/s.

Les dunes se forment lorsque la vitesse moyenne est d'environ 0,4 m/s. Les recherches ont prouvé que le lavage des traces formées de sable

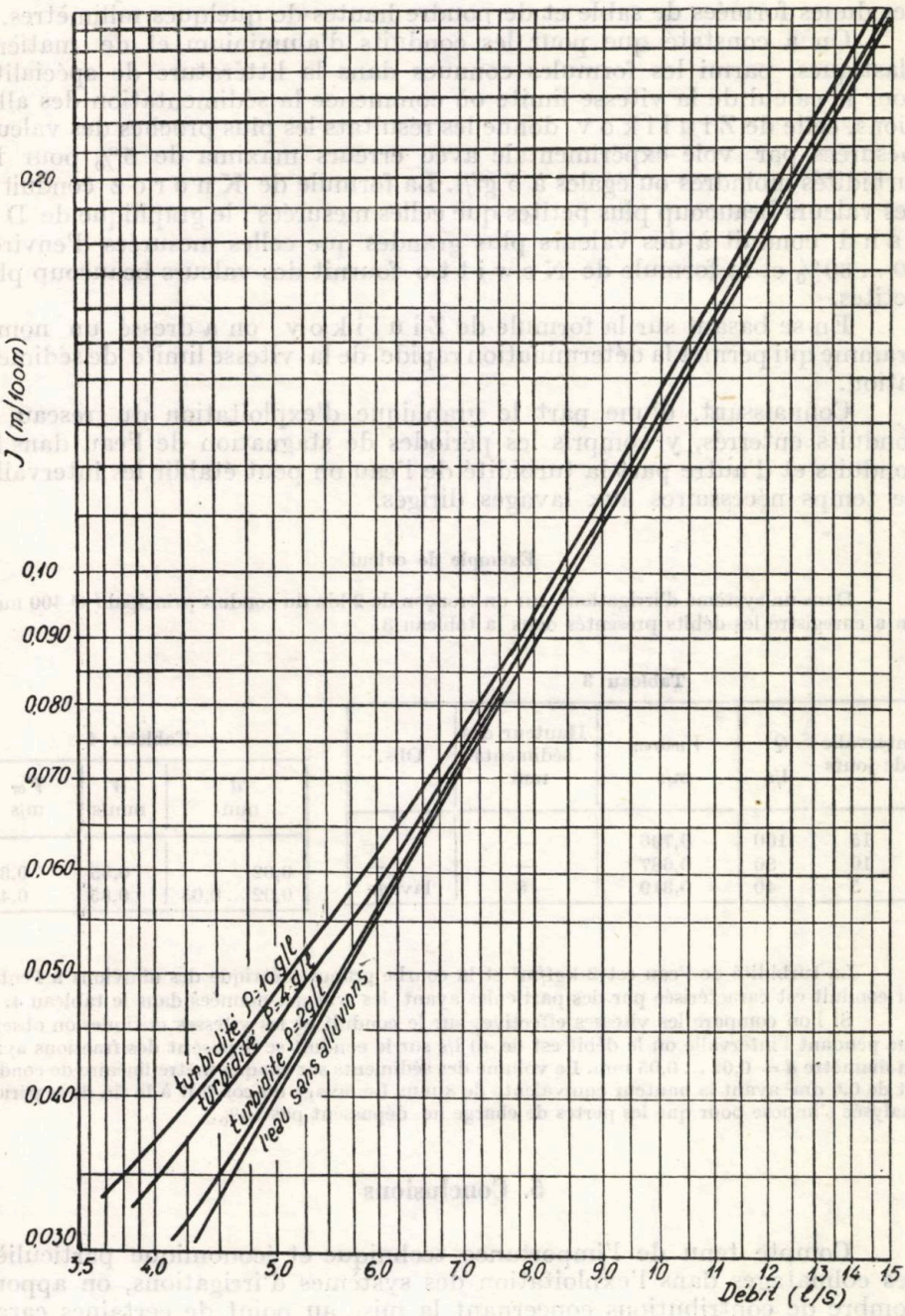


Fig. 12. — Pertes de charge linéaires unitaires pour des conduites de PVC avec $D_n = 165$ mm et de l'eau de diverses turbidités.

fin est plus facile — même après la déhydratation des sédiments — que le lavage des dunes formées de sable et de poudre hautes de quelques milimètres.

On a constaté que pour les conduits d'aluminium et de matières plastiques, parmi les formules connues dans la littérature de spécialité, pour le calcul de la vitesse limite où commence la sédimentation des alluvions, celle de Z i u l i k o v donne les résultats les plus proches des valeurs mesurées par voie expérimentale avec erreurs maxima de 5% pour les turbidités moindres ou égales à 5 gf/l. La formule de K n o r o z conduit à des valeurs beaucoup plus petites que celles mesurées ; le graphique de D u r a n d conduit à des valeurs plus grandes que celles mesurées d'environ 20 ... 30% et la formule de N e w i t t o fournit des valeurs beaucoup plus petites.

En se basant sur la formule de Z i u l i k o v on a dressé un nomogramme qui permet la détermination rapide de la vitesse limite de sédimentation.

Connaissant, d'une part le graphique d'exploitation du réseau de conduits enterrés, y compris les périodes de stagnation de l'eau dans les conduits et d'autre part la turbidité de l'eau on peut établir les intervalles de temps nécessaires aux lavages dirigés.

Exemple de calcul

Dans un système d'irrigations, sur un tronçon de 2 km du conduit principal (Ø 400 mm), on a enregistré les débits présentés dans la tableau 3.

Tableau 3

Intérvalle de jours	Q l/s	V_{moyen} m/s	Hauteur des sédiments mm	Obs.
15	100	0,796	—	—
10	80	0,637	—	—
5	40	0,319	8	lavage

Tableau 4

d mm	W mm/s	V_{cr} m/s
0,02	0,35	0,3
0,02 ... 0,05	0,85	0,4

La turbidité de l'eau est 2 kgf/m^3 et la courbe granulométrique des alluvions à l'entrée du conduit est caractérisée par des particules ayant les valeurs données dans le tableau 4.

Si l'on compare les vitesses effectives sur le conduit et les vitesses critiques on observe que pendant l'intervalle où le débit est de 40 l/s sur le conduit se déposent des fractions ayant un diamètre d = 0,02 ... 0,05 mm. Le volume des sédiments sur chaque mètre linéaire de conduit est de 0,6 dm^3 ayant la hauteur équivalente de 8 mm. Le lavage du conduit à la fin de la période analysée s'impose pour que les pertes de charge ne dépassent pas 10%.

5. Conclusions

Compte tenu de l'importance technique et économique particulière des colmatages dans l'exploitation des systèmes d'irrigations, on apporte nombre de contributions concernant la mise au point de certaines caractéristiques du colmatage et l'établissement de certaines mesures de réduction du degré de colmatage dans les systèmes existants.

On présente les résultats des études de synthèse concernant l'extension du phénomène de colmatage en fonction de la source d'alimentation (les rivières intérieures ou le Danube), de la densité du réseau, de la succession des périodes crues — irrigations et de la granulométrie des alluvions.

Parmi les mesures „curatives" qu'on peut adopter contre le colmatage dans les systèmes d'irrigations existants, on présente en détail l'emploi des tubes vortex pour les canaux ayant des conditions favorables de terrain et d'alluvions et la méthode d'établir les périodes de lavage pour les conduits sous pression.

Reçue le 28 juin 1977

Institut Polytechnique, Jassy
Chaire de Hydraulique
et Hydroaméliorations

BIBLIOGRAPHIE

1. Blidaru V., *Sisteme de irigaţii şi drenaje.* EDP, Buc., 1976.
2. Kira H., *Soil Budget in Japan and Sediment Control at the Irrigation Water Intake.* Ninth Congress on Irrigation and Drainage, Moscow, 1975, Q. 30.
3. Robinson A.R., *Vortex-Tube Sand Trap.* Proc. ASCE, **86**, *IR 4* (1960).
4. Nakagawan H., Utami T., *Varied Flow in Open Channel with Bottom Diversion Racks* (I, II). Bisaster Prev. Res. Inst. Annuals, Kyoto Univ., *10-B*, *11-B* (1968).
5. Kira H., Yokose H. Nakanishi H., *An Experimental Consideration on the Hydraulic Structure of Vortex-Tube San Tra* Trans. Jap. Soc. Irrig. Drain. Reclam. Engng., **34**, *15* (1966).
6. Kira H., Sasaki T., *On the Trapping Characteristics of Automatic Tumble Gate of Special Type.* Jap. Soc. Irrig. Drain. Reclam. Engng., **36**, *9* (1968).
7. Kira H., Sasaki T., Fukuyama T., *Sand Accumulation Prevention Measures at Amagawa Headworks.* Tech. Bull. Faculty of Agric. Kagawa Univ., **20**, *2* (1968).
8. Kira H., *Problems concerning the Improvement of Sand Elimination Facilities for the Amagwa Channel.* Trans. Seventh Congr. Irrig. Drain., Mexico, 1969, Q. 24.

STUDII ŞI REZULTATE PRIVIND CÎTEVA PROCEDEE PENTRU REDUCEREA GRADULUI DE COLMATARE A REŢELELOR DE IRIGAŢII

(Rezumat)

Problema decolmatării deţine un rol prioritar în tehnica întreţinerii sistemelor de irigaţii. Se analizează pe scurt efectele tehnice şi economice ale colmatării sistemelor, justificînd necesitatea unor studii şi experimentări.

Studiile şi rezultatele obţinute în Laboratorul de irigaţii şi drenaje al Facultăţii de hidrotehnică de la Institutul politehnic din Iaşi au fost concentrate în trei direcţii şi anume : a) studii de sinteză referitoare la colmatarea cîtorva reţele de irigaţii ; b) studii şi cercetări experimentale cu privire la utilizarea tuburilor vortex pentru extragerea aluviunilor de fund din canalele sistemelor de irigaţii în exploatare ; c) cercetări privind colmatarea conductelor din reţelele de irigaţii, indicîndu-se perioadele obligatorii de spălare.

Rezultatele cercetărilor permit rezolvarea concretă a problemelor enunţate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.Z. 627.8

ZONAREA BAZINELOR DE RECEPȚIE DUPĂ INFLUENȚA EXERCITATĂ ASUPRA COLMATĂRII LACURILOR DE ACUMULARE

DE

V. BĂLOIU și I. GIURMA

1. Cercetările s-au efectuat pînă în anul 1976, avînd drept obiect de studiu lacul de acumulare Ciurbești, executat în anul 1962 la confluența Văii Ciurea cu Valea Bîrca, în scopul atenuării viiturilor și al dezvoltării pisciculturii. Calculele efectuate de autori, pe baza măsurătorilor topografice ale I.E.L.I.F., Iași și I.S.P.I.F., Iași, arată că în 13 ani de funcționare volumul de colmatare format (600 000 m^3) este de 3,75 ori mai mare decît volumul mort al lacului proiectat (160 000 m^3) și că deci volumul mediu al aluviunilor depuse în lac este de 46 131 m^3/an. Măsurătorile mai exacte din perioada 1967 — 1975 arată că în partea de lac de pe Valea Ciurea s-au depus circa 100 000 m^3 (21%), iar în partea de lac de pe Valea Bîrca circa 390 000 m^3 (79% din totalul colmatării).

Suprafața bazinului de recepție aferentă acumulării Ciurbești este de 8 647 ha din care 4 137 ha aparțin Văii Ciurea, iar 4 510 ha Văii Bîrca.

Deoarece pe Valea Bîrca lacul de acumulare ocupă 123 ha luciu piscicol, ceea ce reprezintă 81,45% din totalul de 151 ha, iar pe Valea Ciurea influența versanților asupra lacului este foarte mult modificată din cauza drumului DR 243, pentru a stabili concluzii cu caracter de generalitate, privitoare la influența versanților asupra lacului, am considerat că trebuie analizată minuțios situația existentă pe Valea Bîrca.

2. Diferitele zone de pe suprafața bazinului de recepție de pe Valea Bîrca se comportă în mod diferit în privința influenței exercitate asupra lacului Ciurbești, influență care, în cazul cercetărilor noastre, se concretizează prin eroziunea specifică medie reprezentată de cantitatea medie anuală de aluviuni furnizată de unitatea de suprafață a fiecărei zone din bazin. O astfel de influență depinde, în primul rînd, de gradul de torențialitate al zonei luată în studiu, de folosințele din zonă, de distanța la care se găsește centrul de greutate al suprafeței zonei față de lac și de modul în care se realizează transportul scurgerii de la zonă la lac.

Ținînd seama de aceste criterii s-au stabilit următoarele patru categorii de zone (fig. 1):

a) Zonele torențiale, care au cea mai mare influență asupra lacului și care, prin forma bazinului, relief și rețeaua de scurgere sînt formațiuni

torențiale, au distanța mică față de lac, iar transportul scurgerii se realizează concentrat, direct în lac (zonele 1*t*, 2*t*, 3*t*, 4*t*, 9*t* și 12*t*).

b) Zonele de influență medie sînt de asemenea formațiuni hidrografice dar de torențialitate mai atenuată (în privința condițiilor de concentrare a scurgerilor) sau cu distanțe mai mari (zonele 6*m*, 7*m*, 8*m*, 10*m* și 11*m*).

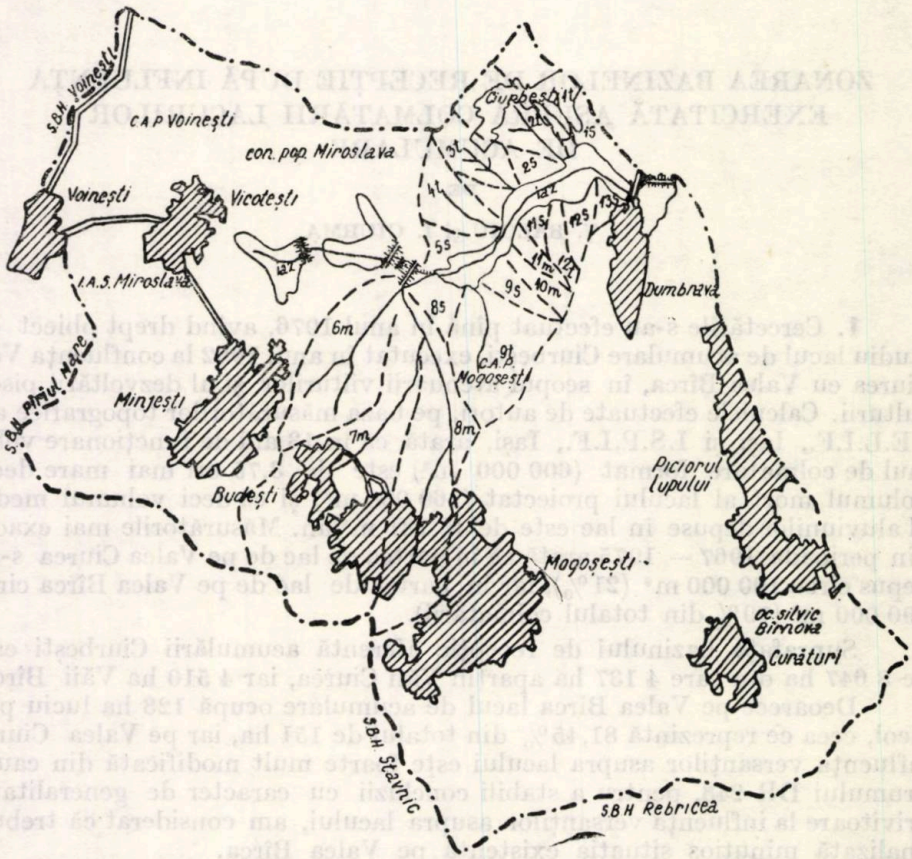


Fig. 1. — Zonele de influență pe Valea Bîrca

c) Zonele de influență slabă, practic netorențiale, sînt de fapt zone interbazinale la care, deși la mici distanțe de lac, transportul scurgerii nu se realizează concentrat și împrăștiat pe mare întindere (zonele 1*s*, 2*s*, 3*s*, 5*s*, 8*s*, 9*s*, 11*s*, 12*s* și 13*s*).

d) Zonele neinfluente sau de influență practic neglijabilă, care reprezintă de fapt suprafețele controlate de iazurile Mînjești și Bîrca și de elești situat în imediata apropiere a cozii lacului Ciurbești. Suprafața acestor zone neinfluente totalizează 2 512 ha, deci 55,7% din totalul suprafeței de recepție a Văii Bîrca.

În tabelul 1 sînt prezentate pantele medii, suprafețele și folosințele numai pentru primele trei categorii de zone, care influențează lacul de acumulare, iar în partea de jos a tabelului este redată centralizat situația

Tabelul 1

Zonele influente din bazinul de recepție al Văii torențiale Bîrca

Nr. crt.	Zona influentă	Panta medie	Suprafața ha	Folosințele, [ha]				
				arabil	pășune	fîneață	pădure	intravilan
1	1*s*	0,05	67		67			
2	1*t*	0,12	89,60	33,60	6			50
3	2*t*	0,10	85,80	34,80	31			20
4	2*s*	0,10	20,30		19		1,30	
5	3*t*	0,085	79,80	57,80		17	3	2
6	3*s*	0,075	18,80	12,80	6			
7	4*t*	0,066	72,80	53,80		9	10	
8	5*s*	0,060	69,00	65,00			4	
9	6*m*	0,081	202,70	100,70	6	19	77	
10	7*m*	0,134	510,00	152,00	5	65	168	120
11	8*m*	0,113	383,10	125,10		73	55	130
12	8*s*	0,125	25,20	3,00			22,20	
13	9*t*	0,082	199,30	83,0	5	40	70,30	
14	9*s*	0,080	19,30	3	3,80		12,50	
15	10*m*	0,080	31,50	4,2	4	10	13,30	
16	11*m*	0,10	18,90	12	1,90	5		
17	11*s*	0,15	15,50	5	10,50			
18	12*t*	0,11	43,50	11	10	13,50		
19	12*s*	0,10	39,90	5	31,90		3	
20	13*s*	0,11	16	13	0,90		1,10	1
Total			1 998	774,80	208	251,50	440,70	323
din care :								
Z_t			560,8	274	52	79,50	83,30	72
Z_m			1 146,2	394	16,9	172	313,30	250
Z_s			291	106,8	139,1	—	44,10	1

diferențiată pe categorii de zone și folosințe. După cum reiese din tabel, cea mai mare suprafață o au zonele de influență medie iar dintre folosințe, arabilul ocupă primul loc ; intravilanul, care sub aspectul influenței, ținînd seama de condițiile locale, ocupă locul imediat după arabil, are o suprafață foarte întinsă (323 ha).

Terenurile arabile din Valea Bîrca au cea mai mare suprafață ocupată de prășitoare (porumb și floarea-soarelui) — 60%, cerealele păioase ocupînd circa 35%, iar lucerna 5%.

Intravilanul are suprafața construită mult mai redusă decît cea ocupată de drumuri nepietruite, curți bătătorite, grădini ocupate de prășitoare, vie și pomi răzleți.

Pășunea, deși pe pante mari, în anul 1976, ploios și foarte favorabil dezvoltării ierburilor, s-a prezentat în condiții satisfăcătoare în privința gradului de acoperire a solului.

Fînețea se prezintă în condiții foarte bune în privința protecției solului și a filtrării scurgerilor și poate fi considerată în această privință la fel de eficientă ca și pădurea care prezintă numeroase goluri ocupate îndeosebi cu culturi de porumb.

3. Ținînd seama de rezultatele experimentale obținute la stațiunile de cercetare Perieni și Podu-Iloaiei și de cele centralizate la A.S.A.S. privitoare la cantitățile de sol spălat în funcție de folosințe, precum și de gradul de influență al diferitelor categorii de zone cuprinse în tabelul 1, s-au stabilit valorile coeficienților de pondere (c) din tabelul 2 (coloanele 2, 5 și 8) ; în același tabel, și anume în coloanele 3, 6 și 9, este redat numărul de unități de suprafață convențională care reprezintă produsul dintre coeficientul de pondere c și suprafața folosinței din zonele de torențialitate stabilită la sfîrșitul tabelului : însumînd coloanele 3, 6 și 9 se obține numărul total de unități convenționale care rezultă a fi 54 457.

Din prelucrarea măsurătorilor efectuate asupra volumelor de colmatare rezultă că volumul colmatărilor din lacul de pe Valea Bîrca reprezintă circa 79%, iar cel din lacul de pe Valea Ciurea circa 21%, deci pe partea de lac studiată (Valea Bîrca) volumul mediu al depunerilor este de $46{,}131 \times \times 0{,}79 = 36\,443$ m³/an.

Efectuînd raportul $\frac{36\,443 \text{ m}^3/\text{an}}{54\,457}$ se obține valoarea de 0,67 m³/an, corespunzătoare unei unități de suprafață convențională, valoare care reprezintă eroziunea specifică medie convențională pentru Valea Bîrca. Înmulțind valoarea de 0,67 m³/an a eroziunii specifice medii convenționale cu valorile coeficientului de pondere, c, pentru fiecare folosință și zonă, se obține valoarea eroziunii specifice medii, în m³/ha/an, indicată în coloanele 4, 7 și 10 ale tabelului 2.

Tabelul 2

Valoarea eroziunii specifice medii pe zonele influente din Valea Bîrca

Folosința	Zone torențiale			Zone medii			Zone netorențiale		
	Coef. pondere c	Unități convenționale $c \times \Sigma$ zi	Eroz. specif. medii m³/ha/an	Coef. pondere c	Unități convenționale $c \times \Sigma$ zi	Eroz. specif. medie m³/ha/an	Coef. pondere c	Unități convenționale $c \times \Sigma$ zi	Eroz. specif medie m³/ha/an
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Arabil	100	27 400 (100 × 274 ha)	67	40	15 760 (40 × 394 ha)	26,8	10	1 068 (10 × 106,8 ha)	6,7
Intravilan	50	3 600 (50 × 72 ha)	33,5	20	5 000 (20 × 250 ha)	13,3	5	5 (5 × 1 ha)	3,4
Pășune	10	520 (10 × 52 ha)	6,7	4	68 (4 × 16,9 ha	2,7	1	139 (1 × 139 ha)	0,7
Fîneață și Pădure	2,5	407 (2,5 × 162,8 ha)	1,7	1	485 (1 × 485 ha)	0,7	0,1	5 (0,1 × 44,1 ha)	0,1
Total		31 927			21 313			1 217	
Total general 54 457 de unități convenționale									

Eroziunea specifică medie pe întreaga suprafață cu zone torențiale (560,81 ha) este :

$$\frac{31\,227}{560,8} \times 0,67 = 37,6 \text{ m}^3/\text{ha/an}.$$

Eroziunea specifică medie pe întreaga suprafață cu zone de influență medie (1 146,20 ha) este :

$$\frac{21\,313}{1\,146,20} \times 0,67 = 13,1 \text{ m}^3/\text{ha/an}.$$

Eroziunea specifică medie pe întreaga suprafață cu zone practic netorențiale (291 ha) este :

$$\frac{1\,217}{291} \times 0,67 = 2,6 \text{ m}^3/\text{ha/an}.$$

4. Rezultatele obținute cu privire la valorile eroziunii specifice medii pe diferitele categorii de zone sînt în concordanță cu sistemul FAO de clasificare calitativă a formațiunilor torențiale. Acest sistem propune pentru formațiunile torențiale excesive valori de peste 32 m³/an/ha ale eroziunii specifice medii, pentru formațiunile mijlociu torențiale, valori de 4...32 m³/an/ha și pentru formațiunile practic netorențiale, valori mai mici de 4 m³/an/ha.

Din rezultatele obținute rezultă că pentru prevenirea colmatării intense a lacurilor de acumulare trebuie evitată încă de la amplasare influența zonelor cu formațiuni torențiale, sau dacă din anumite alte considerente este impus amplasamentul acumulării, trebuie luate măsuri de atenuare a influenței zonelor torențiale, atît a celor de torențialitate excesivă cît și a celor mijlociu torențiale. În cazul părții de lac de pe Valea Bîrca, dacă întreaga suprafață cu zone influente (1 998 ha) ar fi fost excesiv torențială, colmatarea volumului mort calculat pentru Valea Bîrca (160 000 × 0,79 = = 126 400 m³) s-ar fi produs în mai puțin de doi ani ; dacă cele circa 2 000 ha ar fi fost de torențialitate mijlocie, volumul mort proiectat ar fi fost colmatat în mai puțin de 5 ani, iar dacă ar fi fost practic netorențiale, deci cu influență slabă, colmatarea volumului mort s-ar fi produs în aproape 25 de ani.

Aceste calcule aproximative, privitoare la durata de colmatare a volumului mort, demonstrează faptul că problema colmatării lacului a fost tratată oarecum superficial în proiect și cu toate măsurile corespunzătoare luate de întreprinderile de exploatare, pentru diminuarea colmatării lacului nu s-au putut înlătura deficiențele amplasamentului.

Trebuie apreciat că înlăturarea în mod practic a influenței unei mai bine de jumătate din suprafața bazinului de recepție prin înființarea iazurilor Bîrca și Mînjești și a eleșteului de la coada lacului, a avut o mare importanță în diminuarea volumului de colmatare a lacului dar s-a dovedit insuficientă. Pe cele mai influente formațiuni torențiale și anume 2*t*, 3*t* și 9*t*, se găsesc baraje de pămînt de cîte 3...4 m înălțime, lungi de 40 ... 60 m, care au fost executate de mult timp, pentru formarea de iazuri; datorită faptului că aceste iazuri au fost colmatate complet (cu excepția

iazului din amonte de pe $3t$, care este colmatat numai pînă la 1 m sub coronamentul barajului), barajele au fost rupte, prin deversare, de apele de scurgere și rolul acestor vechi iazuri mici în reducerea debitului solid al viiturilor este în prezent neglijabil.

Pentru reducerea influenței zonelor torențiale trebuie, în primul rînd, acționat asupra structurii folosințelor și în al doilea rînd de aplicat amenajările antierozionale cele mai eficiente din punct de vedere tehnic. Deoarece aceste amenajări dau efectul maxim după 5...10 ani de la aplicare, este logic ca aplicarea lor să se facă mult înainte de crearea acumulării.

Primită la 27 decembrie 1976

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de combaterea eroziunii solului,
pedologie și topografie

BIBLIOGRAFIE

1. Băloiu V. și colab., *Contribuții la studiul colmatărilor în bazinele de retenție din Moldova* Bul. Inst. polit., Iași, XI(XV), *3—4*, 465 (1965).
2. Cismaru C. și colab., *Studii asupra colmatării unor lacuri de acumulare cu folosință complexă, din sistemul hidroameliorativ Iași.* Cerc. Agron. în Moldova, *4* (1976).

LE ZONAGE DES BASSINS DE RÉCEPTION SELON LEUR INFLUENCE SUR LA COLMATATION DES LACS D'ACCUMULATION

(Résumé)

On a effectué des recherches concernant l'étude de l'influence du bassin de réception sur la colmatation du lac d'accumulation Ciurbești, bassin hydrographique de Bahlui (district de Jassy). Comme conclusion on propose trois catégories de zones d'influence, à savoir : a) zones torrentielles où l'érosion spécifique moyenne est de 37,1 m^3/ha et an ; b) zones de torrentialité moyenne où l'érosion spécifique moyenne est de 13,6 m^3/ha et an et c) zones pratiquement nontorrentielles ayant l'érosion spécifique moyenne de 2,6 m^3/ha et an.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.Z. 631.4

DETERMINAREA SUCŢIUNII SOLURILOR, PROPUSE LA AMELIORARE, CU AJUTORUL UNUI APARAT CU PLACĂ DE PRESIUNE ŞI MICROREGULATOR

DE

AURELIAN NICOLAU, EFTIMIE NIŢESCU şi ALEXANDRINA LEO-MIZA

1. Introducere

Progresele ştiinţei în domeniul fizicii solului au permis rezolvarea unor probleme ale scurgerii prin medii poroase. În acest fel s-au pus bazele teoretice ale scurgerii prin medii poroase nesaturate — cazul solurilor irigate şi parţial al solurilor drenate.

Legea lui D a r c y a scurgerii apei în faza lichidă prin medii poroase saturate, respectiv sol, scrisă sub forma :

$$\mathbf{U} = -K \nabla \Phi,$$

poate fi aplicată şi în cazul scurgerii prin medii nesaturate devenind :

$$\mathbf{U} = -K(\theta) \nabla \Phi,$$

în care : U — vectorul vitezei de scurgere ; I — potenţialul total care determină situaţia energetică a apei din sol ; K — conductivitatea hidraulică a mediului saturat ; $K(\theta)$ — conductivitatea hidraulică a mediului nesaturat funcţie de umiditatea solului (θ).

În cazul terenurilor nesaturate potenţialul energetic al apei se reduce datorită forţelor de atracţie dintre suprafeţele particulelor solului şi moleculelor de apă, precum şi datorită existenţei sărurilor dizolvate în sol.

Alegînd ca referinţă un potenţial egal cu zero rezultă că forţele de mai sus determină un potential total negativ (ψ) :

$$\psi = \psi_m + \psi_0, \text{ cu } \psi_m = \psi_a + \psi_c,$$

unde : ψ_m — potenţialul matriceal ; ψ_0 — potenţialul osmotic determinat de existenţa sărurilor dizolvate în sol ; ψ_a — potenţialul adsorbtiv determinat de forţele de adsorbţie ale particulelor solului ; ψ_c — potenţialul capilar determinat de forţele capilare din sol.

Acest potenţial total negativ (ψ) apare în literatura de specialitate sub diferite denumiri ca : potenţial matriceal (cînd se neglijează influenţa sărurilor) sau sucţiunea solului. Măsurarea acestui potenţial se realizează cu ajutorul unor capsule poroase conectate la un manometru, rezultatele fiind obţinute în mod curent în centimetri coloană de apă, bari sau N/m².

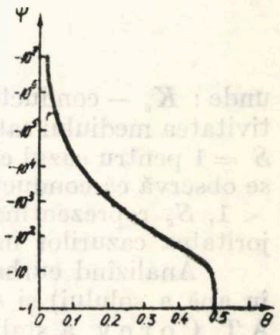


Fig. 1. — Variaţia sucţiunii solului (ψ), funcţie de umiditate (θ).

Analiza variaţiei sucţiunii solului cu umiditatea solului arată existenţa unei legături inverse evidenţiate de curba $\psi = f(\theta)$, (fig. 1).

Cercetările au stabilit că pentru realizarea unui regim de apă în sol, accesibil plantelor, este necesar ca sucţiunea solului să fie menţinută între limitele 0,33 şi maximum 0,8 bari, ceea ce corespunde în general umidităţii solului la nivelul capacităţii de cîmp şi respectiv coeficientului de ofilire.

Dacă studiul problemei corelației dintre sucțiunea solului și umiditate, în domeniul irigației, este efectuat în amănunt, literatura de specialitate fiind deosebit de abundentă, a rămas descoperit studiul mișcării apei în intervalul capacitatea de cîmp — saturația completă a solului, cu aplicabilitate în problemele de drenare a solurilor.

Se cunoaște faptul că rolul drenajului este în principal de a asigura o bună aerație a solului, ceea ce implică necesitatea ca dimensionarea sistemului de drenaj să se facă astfel încît limita superioară a zonei de aerație să fie situată sub limita inferioară a zonei stratului radicular.

În prezent, dimensionarea sistemelor de drenaj se face luînd în considerare scurgerea apei în mediu saturat, ceea ce conduce la ipoteza acceptării ca limita superioară a pînzei de depresie să fie situată la adîncimea de drenaj.

Cercetările proceselor de difuzie a gazelor au permis stabilirea intensității critice de difuzie a oxigenului, pentru majoritatea plantelor cultivate, ca fiind $4 \cdot 10^{-7}$ g/cm² min.

Bazîndu-se pe aceste concluzii și pe cercetările proprii, Brooks și Corey și apoi Duke și Corey au pus bazele studiului drenajului în ipoteza considerării limitei superioare a pînzei de depresie în limita zonei de realizare a intensității critice de difuzie a oxigenului, ceea ce implică necesitatea studiului mișcării și în mediu nesaturat.

2. Principiul metodei

Rezultatele studiului legăturii dintre gradul de saturație și conductivitatea relativă a fazei lichide

$$K_r = \frac{K_e}{K}$$

și gazoase (aer)

$$K_{ra} = \frac{K_{ea}}{K_a},$$

unde: K_e — conductivitatea efectivă a mediului nesaturat, K — conductivitatea mediului saturat, sînt evidențiate în fig. 2. Din această figură, unde $S = 1$ pentru cazul cînd mediul are porii complet umpluți cu lichide (apa), se observă că conductivitatea fazei gazoase (aer) este egală cu zero la $S_c < 1$, S_c reprezentînd saturația critică. Această valoare critică, în majoritatea cazurilor mediilor izotrope, este de 0,8 ... 0,9.

Analizînd curba de legătură dintre gradul de saturație (conținutul în apă a solului) și sucțiunea solului, folosind curba de drenaj a solului, A.T. Corey a stabilit că pentru fiecare sol există o anumită valoare a sucțiunii la care faza gazoasă (aerul) prezintă continuitate (ψ_{ca}) definind astfel gradul de saturație critică (fig. 3).

Stabilirea unor caracteristici fizice ale solului permite realizarea unei modelări a drenajului cu scopul aerației. În această idee s-a realizat în cadrul Laboratorului de irigații și drenaje al Institutului politehnic din Iași un model prevăzut cu tensiometre „porvic" pentru

determinarea curbei de legătură $\psi = f(\theta)$ sau $\psi = f(S)$ în domeniul capacității de cîmp — saturație, a terenului studiat și modelului. În scopul stabilirii valorii ψ_{ca} și a altor parametri de modelare s-a realizat un aparat cu placă de presiune și microregulator. Acest aparat permite realizarea unor presiuni reglabile și constante în domeniul sucțiunii solurilor interesate la drenaj.

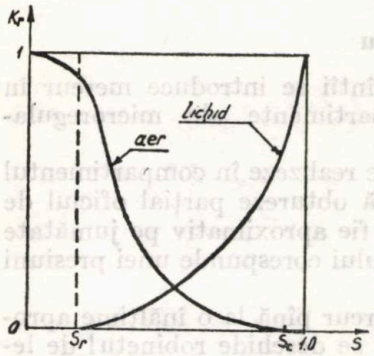


Fig. 2. — Variația conductivității relative (K_r) a fazei lichide și gazoase, funcție de gradul de saturație (S) al solului.

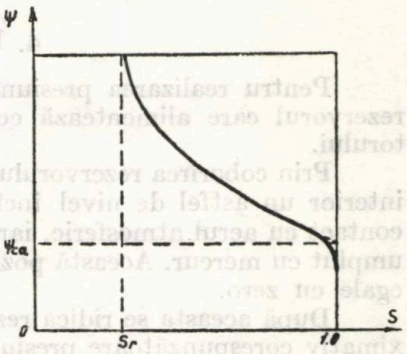


Fig. 3. — Variația sucțiunii (ψ) cu gradul de saturație (S) al solului.

3. Descrierea aparatului

Aparatul (fig. 4) se compune dintr-o cameră de presiune cu placă poroasă (*4*), un microregulator de presiune (*5*) și un rezervor cu mercur (*6*).

Ansamblul este conectat la o sursă de aer sub presiune (*C*), reglarea presiunii în domeniul dorit realizîndu-se prin deplasarea pe verticală a rezervorului cu mercur (*6*).

Diferența de nivel dintre nivelul mercurului din rezervor și interiorul microregulatorului determină presiunea aerului în camera de presiune, controlată cu un manometru cu mercur (*1*).

Menținerea constantă a presiunii se realizează prin deplasarea plutitorului în compartimentul central al microregulatorului, ceea ce determină deschiderea sau închiderea orificiului (*2*) de legătură a acestui compartiment cu aerul atmosferic.

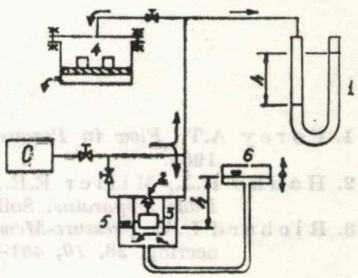


Fig. 4. — Schema de principiu a aparatului cu placă de presiune și microregulator.

Compartimentul central al microregulatorului este pus în legătură cu sursa de aer sub presiune (*C*).

În cazul unei presiuni ridicate a aerului plutitorul este deplasat în jos, ceea ce determină o disipare a surplusului de presiune prin evacuarea aerului prin orificiu. Scăderea presiunii către valoarea dorită determină revenirea plutitorului și închiderea orificiului, ceea ce contribue la o nouă creștere a presiunii.

În scopul preîntîmpinării unor fluctuații mari de presiune, determinate de o întîrziere a alimentării cu mercur a compartimentului central, ceea ce ar conduce la o scădere a presiunii, s-a prevăzut și un compartiment inelar exterior (*3*) cu mercur. Mercurul din acest compartiment are legătură cu compartimentul central prin patru orificii cu diametrul de 1 mm, precum și cu sursa de aer sub presiune.

4. Modul de lucru

Pentru realizarea presiunii dorite mai întîi se introduce mercur în rezervorul care alimentează cele două compartimente ale microregulatorului.

Prin coborîrea rezervorului se caută să se realizeze în compartimentul interior un astfel de nivel încît plutitorul să obtureze parțial oficiul de contact cu aerul atmosferic, iar rezervorul să fie aproximativ pe jumătate umplut cu mercur. Această poziție a rezervorului corespunde unei presiuni egale cu zero.

După aceasta se ridică rezervorul cu mercur pînă la o înălțime aproximativ corespunzătoare presiunii de lucru și se deschide robinetul de legătură a compartimentului exterior cu conducta de aer sau presiune.

Deschiderea robinetului de alimentare cu aer permite intrarea aerului în sistemul cameră de presiune cu placă poroasă—microregulator.

În momentul cînd manometrul cu mercur conectat la camera de presiune indică o presiune apropiată de aceea de lucru se ajustează admiterea aerului în sistem prin manevrarea robinetului principal de aer.

Ajustarea finală a presiunii de lucru se realizează cu ajutorul șurubului micrometric al rezervorului cu mercur.

Prin utilizarea acestui ansamblu se poate realiza o reglare a presiunii de lucru în limitele $\pm$ 1 mm Hg.

Primită la 17 mai 1978

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de hidraulică și hidroameliorații

BIBLIOGRAFIE

1. Corey A.T., *Flow in Porous Media.* Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 1969.
2. Hanks R.J., Miller E.E., Tanner C.B., *Float-Valve Pressure Control for Porous-Plate Apparatus.* Soil Science, **73**, 318-302 (1953).
3. Richard L.A., *Pressure-Membrane Apparatus—Construction and Use.* Agricultural Engineering, **28**, *10*, 451-460 (1947).

DETERMINATION OF MOISTURE TENSION FOR SOILS TO BE MELIORATED BY POROUS PLATE APPARATUS AND MICROREGULATOR

(Summary)

For the model study of drainage works based on water flow in saturated and nonsaturated mediums, it is necessary to determine the curves characteristic for the relation between the soil moisture tension and saturation degree, both for field and model conditions.

With this purpose, a pressure plate apparatus was realized in the Irrigation and Drainage Laboratory of the Polytechnic Institute, Jassy.

The paper gives both the possibilities of using this apparatus and constructive sketches.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.Z. 631.8 ; 633.11

INFLUENŢA ÎNGRĂŞĂMINTELOR ASUPRA PRODUCŢIEI ŞI CONSUMULUI DE APĂ LA GRÎUL DE TOAMNĂ

DE

CHIRIL POPESCU, ELENA LEONTE şi MARIA SÎRBU

1. Introducere

Cercetările întreprinse în depresiunea Jijia-Bahlui au dovedit că îngrăşămintele minerale şi organice sporesc în general recolta la grîul de toamnă. Astfel, V. P e ş t e a n u [1] constată că cele mai mari sporuri de recoltă se obţin la doza de $N_{64} + P_{64}$ şi N_{32} aplicată primăvara. Urmărindu-se efectul îngrăşămintelor după diferite premergătoare s-a constatat că superfosfatul sporeşte recolta cu 15,5% la grîul cultivat după soia, cu 14,9% după iarba de Sudan etc. [2], [3]. Gunoiul de grajd, în doză de 40 t/ha, aduce sporuri de recoltă care ajung la 29,8%, iar la adăugarea superfosfatului, recolta sporeşte cu 32,1% faţă de martor [4]. Consumul de apă la grîul de toamnă a fost puţin studiat în această zonă.

2. Organizarea experienţelor

Experienţele au fost organizate la Staţiunea experimentală agricolă Podu-Iloaie, judeţul Iaşi, în perioada 1973—1974, pe un sol cernoziomic slab spre mediu aprovizionat cu azot şi fosfor asimilabil dar bine aprovizionat cu potasiu.

Precipitaţiile anuale normale sînt de 481 mm, din care 350 mm cad în perioada de vegetaţie a plantelor. Temperatura medie anuală este de 9,4°C cu variaţii între —3,7°C în ianuarie şi 20,5°C în august.

Toamna anului 1972 a fost bogată în precipitaţii înregistrîndu-se cu 112,9 mm mai multe precipitaţii decît valoarea medie. În luna mai 1973 au căzut de asemenea precipitaţii abundente, iar în luna iunie a intervenit o perioadă de secetă care a împiedicat fructificarea normală a plantelor de grîu. Toamna anului 1973 a fost secetoasă, căzînd cu 85,5 mm mai puţine precipitaţii decît valoarea medie. Au fost ploioase, în schimb, lunile aprilie, mai şi iunie dar repartiţia neuniformă a precipitaţiilor a împiedicat obţinerea celor mai bune recolte de grîu.

S-a folosit soiul Bezostaia, iar ca îngrăşăminte azotatul de amoniu, superfosfatul şi gunoiul de grajd, în dozele notate în tabelul 1. Consumul de apă s-a determinat prin metoda bilanţului urmărind umiditatea solului în întreaga perioadă de vegetaţie, pînă la adîncimea de 0,75 m.

Tabelul 1

Variante experimentate

Varianta	Doza de îngrășăminte			Varianta	Doza de îngrășăminte		
	gunoi t/ha	N kg/ha	P_2O_5 kg/ha		gunoi t/ha	N kg/ha	P_2O_5 kg/ha
1 Mt	0	0	0	*9*	0	50	50
2	20	0	0	*10*	20	50	50
3	40	0	0	*11*	40	50	50
4	60	0	0	*12*	60	50	50
5	0	0	50	*13*	0	100	100
6	20	0	50	*14*	20	100	100
7	40	0	50	*15*	40	100	100
8	60	0	50	*16*	60	100	100

3. Rezultatele obținute și interpretarea lor

Gunoiul de grajd, în doză de 20 ... 60 t/ha, a sporit recolta de boabe la grîu doar cu 9,60 ... 12,88% (tabelul 2). Asocierea gunoiului de grajd cu îngrășăminte fosfatice determină sporirea recoltei pînă la 32,3%. Superfosfatul fără gunoi nu sporește recolta. Îngrășămintele fosfatice aplicate împreună cu cele azotoase (V_9) sporesc recolta cu 50,80% sau în doză mai mare (V_{13}) dau sporuri de 74,67%. Adăugînd îngrășămintelor minerale și gunoi de grajd, recolta sporește puțin, cu maximum 15,07% (V_{11}).

Tabelul 2

Influența îngrășămintelor minerale și organice asupra acumulării de substanță uscată (media 1973—1974)

Varianta	Producția de boabe s.u.				Varianta	Producția de boabe s.u.			
	kg/ha	diferența față de martor kg	% față de martor	semnificația		kg/ha	diferența față de martor kg	% față de martor	semnificația
1	1 374	—	100,00	Mt	*9*	2 071	679	150,80	***
2	1 551	177	112,88		*10*	2 215	841	161,29	***
3	1 520	146	112,16		*11*	2 268	897	165,87	***
4	1 506	132	109,60		*12*	2 100	726	152,83	***
5	1 419	45	104,08		*13*	2 400	1 026	174,67	***
6	1 659	285	120,74	**	*14*	2 477	1 103	180,27	***
7	1 719	345	125,10	**	*15*	2 436	1 062	177,29	***
8	1 818	444	132,31	***	*16*	2 265	891	172,19	***

DL 5% = 205,02
DL 1% = 274,38
DL 0,1% = 359,04

Consumul de apă diurn variază de la o epocă la alta și în raport cu îngrășămintele aplicate, fiind cuprins între 11,89 și 29,93 m^3/ha/zi (tabelul 3). Urmărind coeficientul de valorificare a apei se constată că îngrășămin-

Tabelul 3

Influența îngrășămintelor asupra consumului diurn (media 1973—1974)

Varianta	Consumul de apă diurn, [m³/ha/zi]			Varianta	Consumul de apă diurn, [m³/ha/zi]		
	15 IV—27 V	28 V—18 VI	19VI–17VII		15 IV—27 V	28 V—18 VI	19VI–17VII
1	16,98	27,53	23,05	*9*	19,58	11,89	28,96
2	18,66	16,20	29,93	*10*	14,64	25,72	29,64
3	19,64	23,89	27,73	*11*	19,03	27,60	26,83
4	16,64	20,61	26,30	*12*	19,27	19,04	23,74
5	17,46	23,44	27,46	*13*	20,87	19,80	26,79
6	17,80	22,99	19,72	*14*	20,67	25,72	23,01
7	18,29	21,48	28,52	*15*	17,52	25,80	23,10
8	18,62	16,59	28,82	*16*	18,22	27,02	23,19

Tabelul 4

Coeficientul de valorificare a apei (media 1973—1974)

Varianta	Consumul total	Producția totală	Consumul de apă	Producția de boabe	Coeficientul de valorificare a apei	
	$\Sigma (e + t)$	kg/ha	m³/kg	kg/ha	m³/kg	%
1	1 937,20	3 249	0,596	1 374	1,409	100,00
2	1 897,81	3 755	0,505	1 551	1,223	86,79
3	1 986,92	3 594	0,552	1 520	1,307	92,76
4	1 891,88	3 305	0,572	1 506	1,256	89,14
5	1 762,89	4 460	0,395	1 419	1,242	88,14
6	1 712,43	4 551	0,378	1 659	1,032	81,12
7	1 960,86	4 498	0,438	1 719	1,141	80,97
8	1 842,62	5 230	0,354	1 818	1,013	71,90
9	1 892,46	4 400	0,430	2 017	0,938	66,57
10	2 129,39	4 417	0,482	2 215	0,961	68,20
11	1 596,87	5 606	0,285	2 268	0,704	49,97
12	1 936,34	4 232	0,459	2 100	0,922	65,43
13	2 140,81	5 955	0,359	2 400	0,892	63,30
14	1 982,08	6 180	0,323	2 477	0,800	56,77
15	2 004,10	6 147	0,326	2 436	0,867	61,54
16	1 949,54	5 734	0,339	2 265	0,860	61,10

tele, în general, au determinat plantele să valorifice mai economic apa (tabelul 4). Astfel pentru 1 kg de recoltă totală (paie + boabe) se consumă 0,505 m³ apă pe terenul unde s-a aplicat gunoi de grajd (V_2) față de 0,596 m³ cît se consumă pe terenul fără îngrășăminte (V_1). Sporirea dozei de gunoi de grajd de la 20 la 60 t/ha sporește însă consumul de apă de la 0,505 m³/kg (V_2) la 0,572 m³/kg (V_4) și aceasta se datorește azotului care ajunge în sol în cantități mai mari. Asociind îngrășăminte fosfatice gunoiului de grajd, consumul de apă scade pînă la 0,354 m³/kg (V_8).

Raportînd consumul de apă la producția de boabe se obțin rezultate și mai concludente. Cantitatea de apă consumată pentru obținerea unui kg de boabe scade de la 1,409 m³/kg (V_1) la 0,704 m³/kg (V_{11}), pe măsură ce sporește doza de îngrășăminte aplicate. Cel mai mare consum de apă

se pune în evidență pe terenul neîngrășat, iar cel mai redus pe parcela unde s-au aplicat 40 t/ha gunoi de grajd împreună cu îngrășăminte minerale azotate și fosfatice în doză de cîte 50 kg/ha substanță activă. Îngrășămintele minerale cu azot și fosfor au redus consumul de apă în măsură mai mare decît gunoiul de grajd.

4. Concluzii

1. Gunoiul de grajd aduce sporuri moderate de recoltă la grîul de toamnă — maximum 12,88%.

2. Asocierea gunoiului de grajd cu superfosfat sporește recolta, ajungînd la creșteri de 32,31%.

3. Îngrășămintele minerale fosfatice aplicate singure nu sporesc recolta. Cînd sînt aplicate împreună cu cele azotoase conduc la sporuri foarte mari de recoltă, care ajung la 74,67%.

4. În prezența îngrășămintelor minerale azotate și fosfatice gunoiul de grajd sporește puțin recolta.

5. Consumul de apă diurn variază de la o epocă la alta în funcție de îngrășămintele aplicate, fiind cuprins între 11,89 și 29,93 m³/ha/zi.

6. Pentru 1 kg recoltă (paie + boabe) plantele consumă 0,596 ...0,285 m³ apă, iar pentru 1 kg boabe se consumă 1,409 ... 0,704 m³ apă.

7. Consumul de apă se reduce odată cu sporirea dozei de îngrășăminte. Superfosfatul reduce consumul de apă în măsură mai mare decît alte îngrășăminte. Gunoiul de grajd reduce consumul de apă cînd se aplică în doză moderată (20 t/ha).

Primită la 13 ianuarie 1977

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de combaterea eroziunii solului, pedologie și topografie

BIBLIOGRAFIE

1. Pește anu V., *Comportarea unor noi soiuri de grîu de toamnă față de îngrășămintele minerale, în depresiunea Jijiei.* Cerc. Agr. în Moldova, oct. — dec. 1972.
2. Popescu Ch., *Comportarea soiei îngrășată cu superfosfat, ca premergătoare pentru cereale.* Lucr. șt., Inst. agron. „Ion Ionescu de la Brad", Iași (1960).
3. Popescu Ch., *Comportarea ierbii de Sudan îngrășată cu azotat de amoniu și superfosfat, ca premergătoare pentru cereale.* Lucr. șt., Inst. agron.„Ion Ionescu de la Brad", Iași (1960).
4. Cantăr F., Comaroschi Gh., Vasilică C., *Efectul rezidual al îngrășămintelor în anul al doilea de folosire, asupra producției la grîul de toamnă în condițiile anilor 1957, 1958 și 1959.* Lucr. șt., Inst. agron. „Ion Ionescu de la Brad", Iași (1960).

L'INFLUENCE DES ENGRAIS SUR LA PRODUCTION ET LA CONSOMMATION DE L'EAU AU BLÉ D'AUTOMNE

(Résumé)

On présente les résultats des expériences organisées dans les années 1973—1974 dans la region de Jassy sur le tchérnoziom faible, approvisionné avec azote et phosphore assimilable et bien approvisionné avec potassium.

La fumure augmente d'une façon modérée la récolte de blé d'automne et son association avec des engrais phosphatiques apporte des augmentations de récolte qui atteignent 32,31 %.

Les engrais mineraux avec azote et phosphore permettent à obtenir des augmentations de récolte qui arrivent à 74,67 %.

La consommation d'eau diurne varie de 11,89 à 29,93 m³/ha jour. Pour à kg recolte totale les plantes consomment 0,285 ...0,596 m³ eau et pour à kg grains la consommation est de 0,704 ... 1,409 m³ eau.

Les quantités indiquées d'engrais peuvent réduire la consommation d'eau à moitié. Le superphosphate réduit beaucoup la consommation d'eau par rapport aux autres engrais.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.Z. 626.8

CONTRIBUȚII LA STABILIREA UNOR SOLUȚII PENTRU REDUCEREA GRADULUI DE COLMATARE CU ALUVIUNI ÎN CAZUL PRIZELOR DE APĂ PENTRU IRIGAȚII DIN DUNĂRE

DE

VALERIU BLIDARU, CORNEL CISMARU, ALEXANDRINA LEO-MIZA, și STELIANA TOMA

1. Introducere

Este știut că apa rîurilor utilizată pentru irigații conține cantități relativ mari de aluviuni care, intrînd în sistemele de irigații, se depun în canale și conducte, ca și în bazinele stațiilor de pompare și creează greutăți în funcționarea normală a acestor elemente, în distribuția apei și deci în exploatarea sistemelor respective.

Cheltuielile pentru curățirea și îndepărtarea aluviunilor din sistemele de irigații și desecări din R.S.R. se ridică în prezent la circa 30 milioane lei anual și sînt în continuă creștere datorită extinderii suprafețelor irigate. Problema aluviunilor reprezintă totodată un factor de poluare a mediului, situîndu-se, prin proporțiile și cheltuielile pe care le implică, aproximativ pe același plan cu fenomenul de salinizare secundară a solului.

Pentru combaterea depunerii aluviunilor sînt din ce în ce mai mult și eficient folosite în amenajările de îmbunătățiri funciare soluții hidraulice, datorită faptului că nu consumă energie mecanică.

Cercetările efectuate s-au integrat într-un contract care a avut ca obiectiv stabilirea unor soluții hidraulice pentru reducerea intensității de colmatare cu aluviuni a prizelor de apă din Dunăre, de tipul Gropeni-Brăila.

Priza de acest tip, folosită în mai multe locuri pe Dunăre (Terasa Viziru, Insula Mare a Brăilei etc.), constă dintr-un canal de acces a apei de la albia minoră a Dunării la stația de pompare, amplasat sub un unghi de circa 125° față de direcția de curgere a fluviului. Canalul se termină cu un bazin (nișă) unde sînt amplasate stațiile de pompare plutitoare (fig. 1).

Cercetările cu privire la problema colmatării acestui tip de priză au fost efectuate în Laboratorul de irigații și drenaje al Facultății de hidrotehnică, pe un model hidraulic, după ce în teren au fost efectuate măsurători hidro-topografice (planuri de situație, profile transversale prin albia Dunării și prin canalul de acces al prizei, vitezele apei, direcțiile curenților la intrarea în canal, cantitatea de aluviuni depusă în canal, turbiditatea apei etc.).

2. Modelul hidraulic — proiectare și realizare

Criteriul de modelare adoptat a fost criteriul F r o u d e, care consideră ca preponderente în fenomenul curgerii, forțele de gravitație și

de inerție. Scara de similitudine care s-a adoptat pentru realizarea modelului a fost de 1 : 50, preconizîndu-se realizarea unui model nedistorsionat, cu pat fix, pe care se poate studia mai ușor decît pe alt gen de modele, distribuțiile de viteze, repartiția debitelor, direcțiile curenților, zonele de vîrtejuri etc.

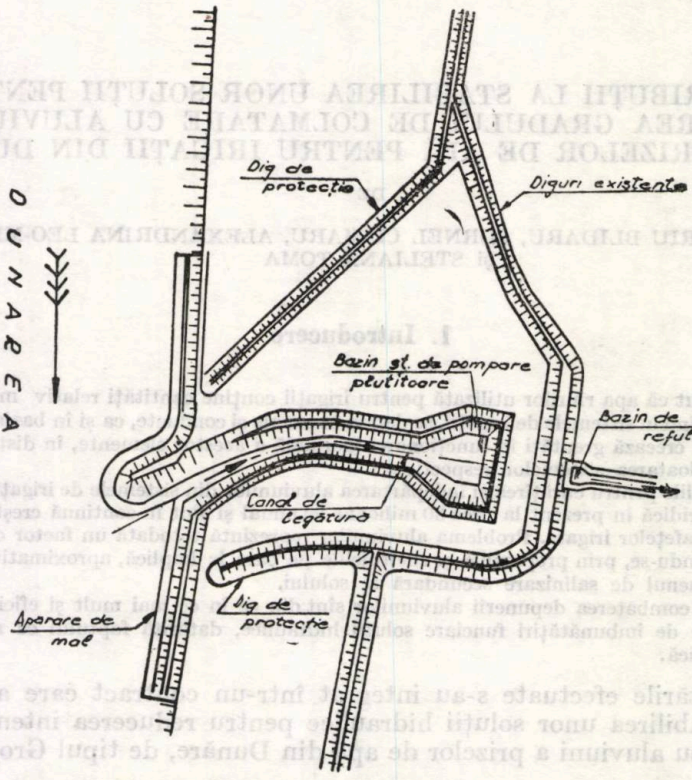


Fig. 1.—Schița centrului de priză Gropeni-Brăila.

Proiectarea a impus totodată și verificarea regimului de curgere turbulent pe model, atît în albia minoră a Dunării cît și în canalul de acces al prizei, condiția care trebuie respectată fiind dată de relația :

$$(1) \qquad \mathcal{R}e = \frac{vR}{\nu} > \mathcal{R}e_{cr}.$$

În canalul de acces situația cea mai critică din punct de vedere al numărului Reynolds s-a calculat la un nivel aproximativ egal cu H_{med}, spre deosebire de albia Dunării, unde această situație corespunde nivelului minim considerat la asigurarea de 80%.

Modelele albiei Dunării și albiei canalului prizei s-au realizat din mortar de ciment deoarece din calculele privind modelarea rugozității a rezultat un coeficient de rugozitate pentru model, $n = 0{,}0117$.

În funcție de criteriul de similitudine adoptat, de tipul și scara dimensiunilor liniare adoptate, elementele hidraulice și dinamice, au fost modelate la următoarele scări :

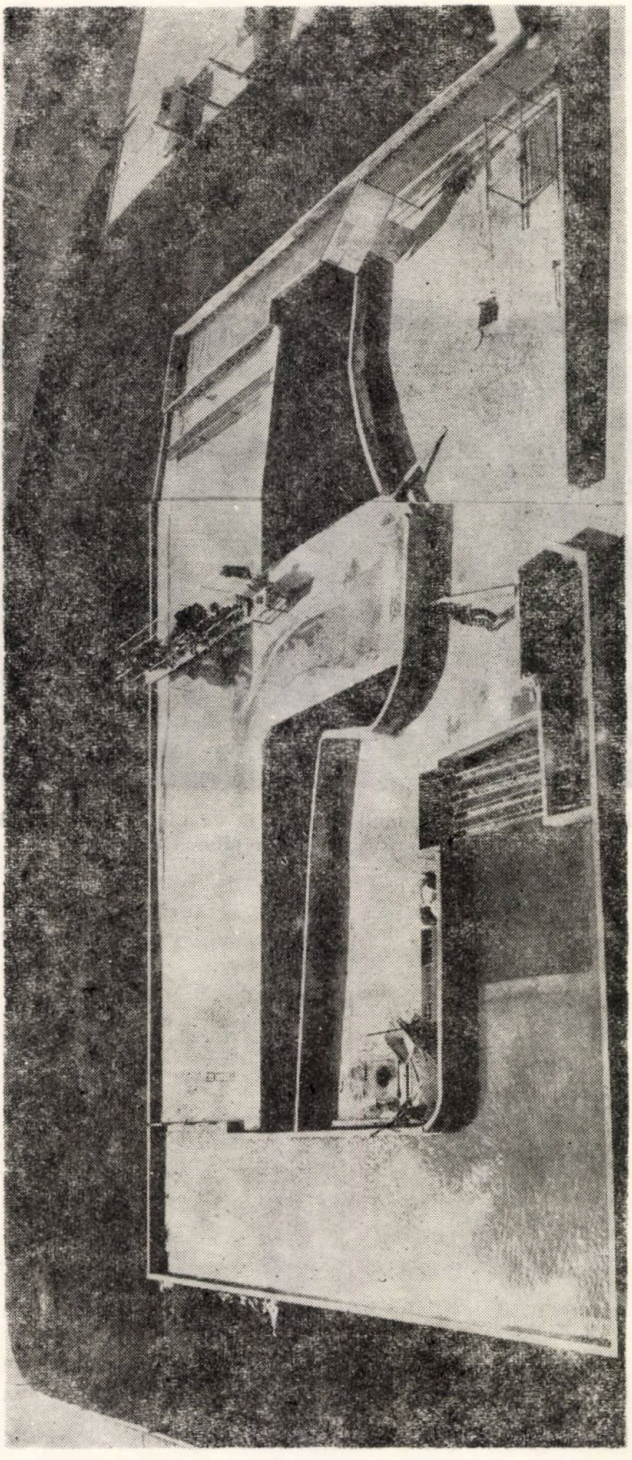


Fig. 2. — Vedere de ansamblu a modelului hidraulic.

Fig. 3 *a*.—Poziția vîrtejului principal în zona intrării în canalul prizei la niveluri minime în albia Dunării.

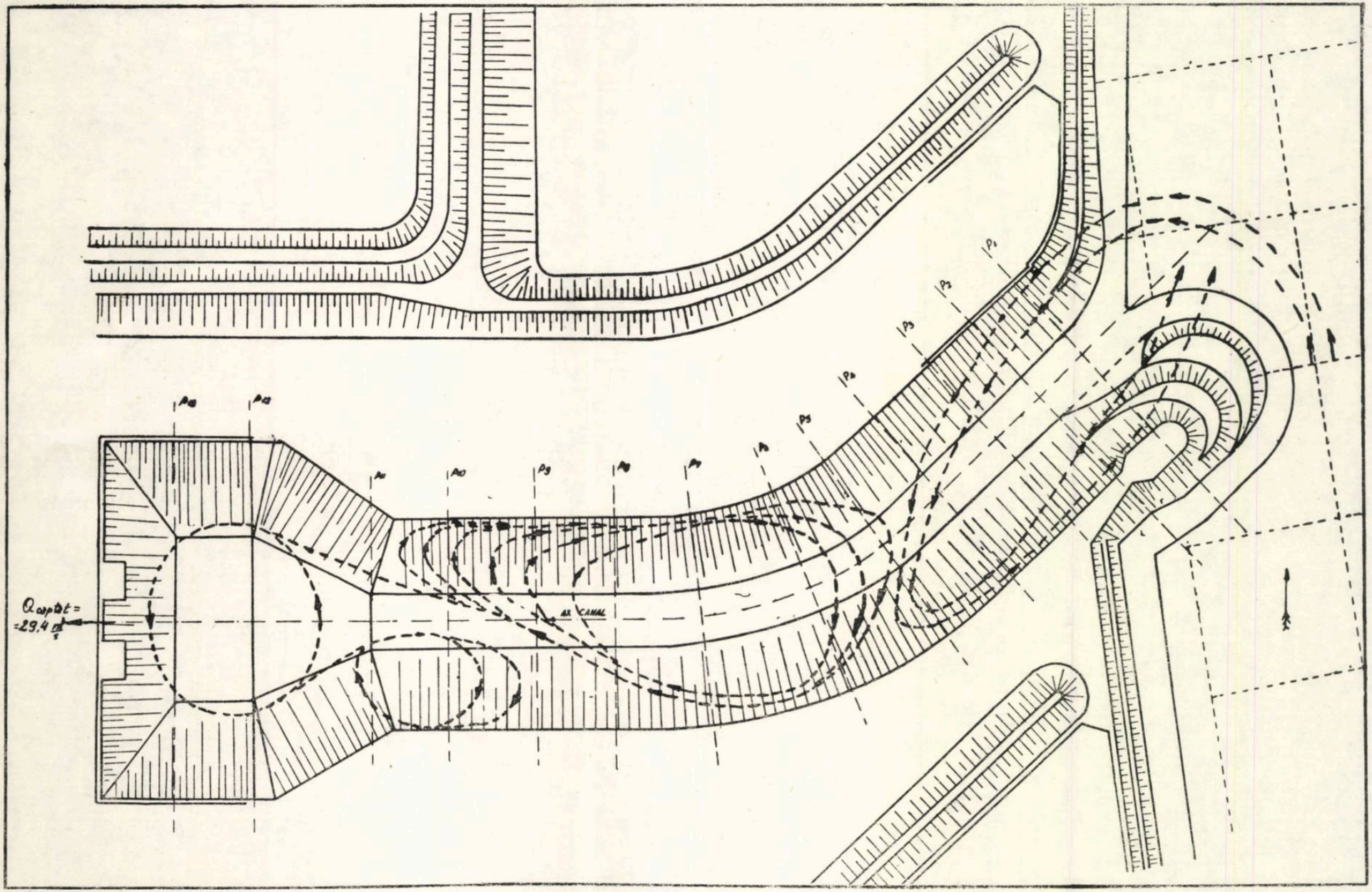
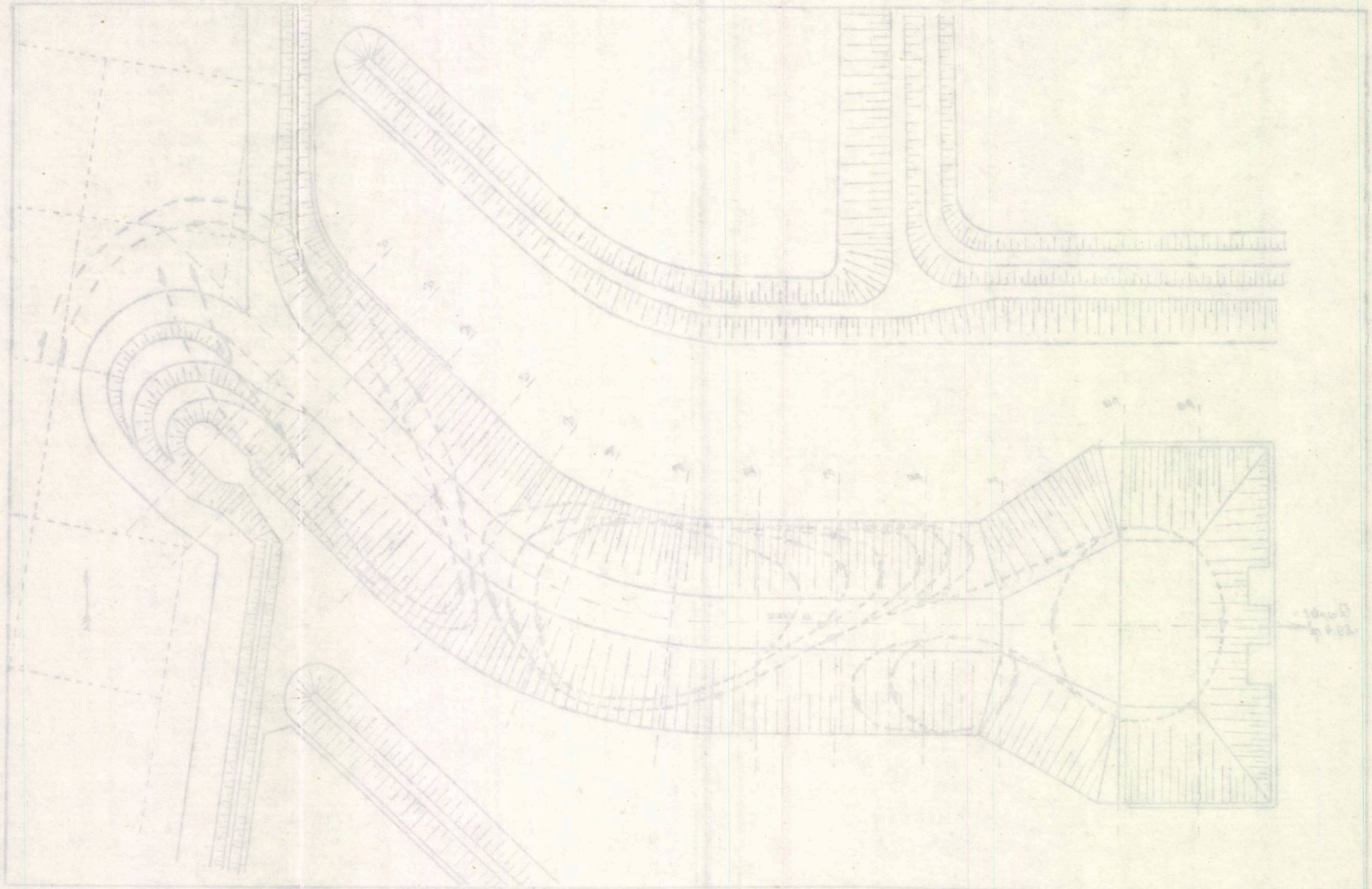


Fig. 3 *b*.—Poziţiile vîrtejului din canalul prizei. la niveluri medii ale Dunării.



a) vitezele apei : $S_v = S_l^{1/2} = 1/7{,}07$;
b) debite lichide : $S_Q = S_l^{5/2} = 1/17\,675$;
(2) c) timpul : $S_t = S_l^{1/2} = 1/7{,}07$;
d) forțele : $S_F = S_l^3 = 1/125\,000$;
e) panta luciului apei : $S_i = S_l^0 = 1$.

Aluviunile — în principal categoria de aluviuni în suspensie, care reprezintă circa 95 % din cantitatea totală de aluviuni transportată de Dunăre — au fost reproduse pe model pe baza criteriului :

$$\left(\frac{v}{\omega}\right)_n = \left(\frac{v}{\omega}\right)_m, \tag{3}$$

care asigură pentru scara mărimilor hidraulice a granulelor aceeași valoare ca și pentru scara vitezelor de curgere a apei. Din această relație rezultă :

$$\omega_m = \omega_n \frac{\omega_m}{v_n} = \omega_n S_l^{1/2}. \tag{3'}$$

Pentru $d_n = 0{,}002$ cm corespunde $\omega_n = 0{,}029$ cm/s și $\omega_m = 0{,}0041$ cm/s. În ipoteza folosirii lignitului ca material aluvionar pe model, cu ajutorul relației propuse de S t o k e s rezultă :

$$d = \sqrt{\frac{18\,\nu W}{(\rho_s - \rho)g}} = 0{,}02 \text{ mm}. \tag{4}$$

Modelul hidraulic realizat de către studenții secției de îmbunătățiri funciare, în timpul practicii de vară din 1977, cuprinde un sector al Dunării de circa 1 250 m (pe model circa 25 m), în zona derivației și amenajările prizei cu stațiile de pompare.

Platforma pe care a fost realizat modelul este prevăzută cu alimentare cu apă ($Q = 200$ l/s) în circuit închis, precum și cu un decantor pentru reținerea aluviunilor. La intrarea în modelul albiei Dunării sînt amplasate instalații de măsurare a debitului, de liniștire a apei și de lansare a aluviunilor, iar la ieșire, printr-un stăvilar cu mai multe deschideri, se reglează nivelurile, panta luciului de apă și viteza de curgere a apei (fig. 2).

3. Metodica de cercetare

În prima etapă au fost stabilite, pe model, direcțiile curenților în zona de intrare a apei din Dunăre în priză, folosind flotori luminoși care au fost fotografiați în perioada de noapte. Măsurătorile au fost realizate la niveluri minime și medii în Dunăre.

Aceste măsurători preliminarii au arătat că la intrarea în canalul prizei și în continuare pe acesta se formează o serie de vîrtejuri care demonstrează că între albia Dunării și canalul prizei are loc un schimb permanent de apă (fig. 3 *a*, *b*).

Cantitativ, schimbul de apă este dat de debitul de amestec reprezentînd acel debit care, după ce a intrat în canal și a străbătut o distanță oarecare pe traiectoria determinată de vîrtejuri, se înapoiază în Dunăre. Dato-

rită vitezelor mici ale apei, în aceste zone de vîrtejuri, în canalul prizei se depune o cotă importantă de aluviuni în suspensie.

O cale de micșorare a cantității de aluviuni care se depun în priză o constituie deci reducerea debitului de amestec prin diferite soluții.

Pe model acest debit a fost măsurat folosind următoarea metodică : în regim hidraulic, la mai multe niveluri și debite în albia Dunării și la un debit captat de priză egal cu Q_{max} s-a izolat zona de amestec reprezentată de canalul prizei și s-a oprit captarea apei din canal de către stația de pompare. În incinta astfel izolată s-a deversat o soluție colorată de Rodamină B. După omogenizare s-a ridicat panoul de la intrarea în canal și a fost pusă în funcțiune stația de pompare. După circa 1 min s-a început luarea de probe de apă concomitent din mai multe puncte din canal. Intervalul de timp dintre seriile de probe a fost de 1 min, pînă cînd datorită schimbului de apă în zona canalului nu se mai sesizează colorantul (circa 15 min). Concentrația de colorant în probele de apă a fost măsurată cu un fotocolorimetru tip F.E.K.-M.

Debitul de amestec a rezultat scriind ecuația de bilanț privind cantitatea de colorant introdusă în volumul V de apă din canalul prizei :

$$(5) \qquad C_{i+1}V = C_iV - Q_a\Delta t\frac{C_i + C_{i+1}}{2} - \frac{C_i + C_{i+1}}{2}Q_p\Delta t,$$

în care : C_i — concentrația apei în momentul i, C_{i+1} — concentrația apei după un interval de timp Δt, Q_a — debitul de amestec, C_p — debitul captat de priză și introdus în sistemul de irigație.

Din această relație rezultă :

$$V(C_i - C_{i+1}) = \frac{\Delta t}{2}(Q_a - Q_p)(C_i + C_{i+1}),$$

de unde rezultă :

$$(5') \qquad Q_a = \frac{2V}{\Delta t}\left(1 - 2\frac{C_{i+1}}{C_i + C_{i+1}}\right) + Q_p.$$

4. Soluții pentru reducerea gradului de colmatare a canalului prizei și rezultatele experimentărilor

În vederea reducerii cantităților de aluviuni care se depun în priză au fost studiate mai multe soluții și anume :

Soluția A. Mol amplasat în zona de intrare a apei în canalul de acces al prizei, cu rol de deplasare a vîrtejului principal în aval de poziția actuală.

Soluția B. Mol amplasat în aval de gura canalului prizei.

Soluția C. Panouri de dirijare a curenților de suprafață spre priză și a celor de fund în partea opusă, amplasate în zona intrării apei în priză.

4.1. Soluția A

Poziția molului din zona de intrare a prizei a fost analizată în două amplasamente, ambele caracterizate prin aceeași cotă a coronamentului (+ 4,70 m R.M.N.), (fig. 4).

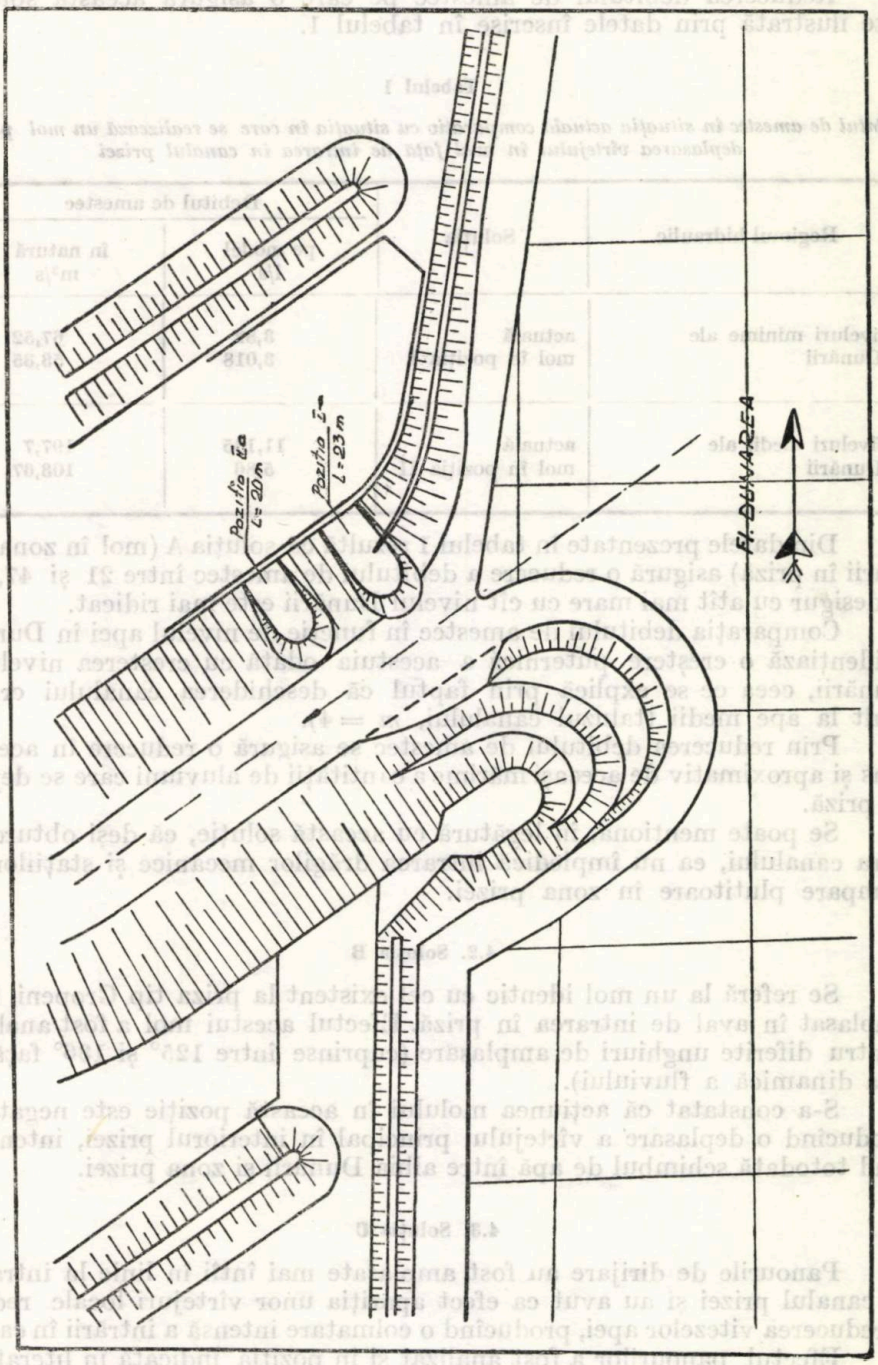


Fig. 4. — Pozițiile studiate pentru molul amplasat în zona de intrare în priză.

Reducerea debitului de amestec pe care o asigură această soluție este ilustrată prin datele înscrise în tabelul 1.

Tabelul 1

Debitul de amestec în situația actuală comparativ cu situația în care se realizează un mol pentru deplasarea vîrtejului în aval față de intrarea în canalul prizei

Regimul hidraulic	Soluția	Debitul de amestec	
		pe model l/s	în natură m^3/s
Niveluri minime ale Dunării	actuală	3,82	67,52
	mol în poziția I	3,018	53,35
Niveluri medii ale Dunării	actuală	11,185	197,7
	mol în poziția II	5,86	103,67

Din datele prezentate în tabelul 1 rezultă că soluția A (mol în zona intrării în priză) asigură o reducere a debitului de amestec între 21 și 47,6% și desigur cu atît mai mare cu cît nivelul Dunării este mai ridicat.

Comparația debitului de amestec în funcție de nivelul apei în Dunăre evidențiază o creștere puternică a acestuia odată cu creșterea nivelului Dunării, ceea ce se explică prin faptul că deschiderea canalului crește mult la ape medii (taluzul canalului, $m = 4$).

Prin reducerea debitului de amestec se asigură o reducere în același sens și aproximativ de aceeași mărime a cantității de aluviuni care se depun în priză.

Se poate menționa, în legătură cu această soluție, că deși obturează gura canalului, ea nu împiedică intrarea drăgilor mecanice și stațiilor de pompare plutitoare în zona prizei.

4.2. Soluția B

Se referă la un mol identic cu cel existent la priza tip Gropeni, însă amplasat în aval de intrarea în priză. Efectul acestui mol a fost analizat pentru diferite unghiuri de amplasare (cuprinse între 125° și 136° față de axa dinamică a fluviului).

S-a constatat că acțiunea molului în această poziție este negativă, producînd o deplasare a vîrtejului principal în interiorul prizei, intensificînd totodată schimbul de apă între albia Dunării și zona prizei.

4.3. Soluția C

Panourile de dirijare au fost amplasate mai întîi în linie la intrarea în canalul prizei și au avut ca efect apariția unor vîrtejuri locale reduse și reducerea vitezelor apei, producînd o colmatare intensă a intrării în canal.

Efectul panourilor a fost analizat și în poziția indicată în literatură (pe direcția molului existent în amonte de intrarea în priză), însă rezul-

tatele nu au fost satisfăcătoare, intensificîndu-se schimbul de apă Dunăre — priză. Mai mult, panourile creează greutăți navigației pe Dunăre deoarece micșorează lățimea șenalului navigabil.

5. Concluzii

1. Din cercetările efectuate pe un model hidraulic în legătură cu cauzele colmatării intense a prizelor de apă tip Dunăre-Gropeni, rezultă că elementul principal îl reprezintă schimbul permanent de apă între albia Dunării și canalul prizei. A reieșit că acest schimb de apă, care este direct proporțional cu intensitatea de colmatare, este cu atît mai puternic cu cît nivelul apei în Dunăre este mai ridicat.

2. Debitul de schimb între Dunăre și priză a fost măsurat printr-o metodă originală, aplicată eficient în condițiile hidraulice ale prizelor de irigație. Acest debit este de 2 ... 6 ori mai mare decît cel care este captat în sistemul de irigație.

3. Pentru reducerea schimbului de apă au fost studiate trei soluții hidraulice. Dintre acestea, s-a dovedit eficientă amenajarea unui mol în zona de intrare în canalul de acces al prizei, care asigură reducerea debitului de amestec cu 21 ... 47% și micșorarea în aceeași măsură a cantității de aluviuni ce se depun în priză.

Primită la 17 mai 1978

Institutul politehnic, Iași,
Catedra hidraulică și hidroameliorații

BIBLIOGRAFIE

1. Amaftiesei R., *Asupra lățimii frontului de captare la prizele fără baraj*. Studii de Hidraulică, III (1961).
2. Cioc D., Amaftiesei R., Dogaru L., *Cîteva probleme privind studiul mișcării apei în rîuri*. Studii de Hidraulică, IV (1962).
3. Răzvan E., Spătaru A., *Studiul unei prize pentru alimentarea cu apă industrială*. Hidrotehnica, *11* (1963).
4. Spătaru A., Mărculescu I., *Studiul mișcării de amestec a apei la bazinele portuale fluviale*. Studii de Hidraulică, IX (1966).
5. * * * *Sediment Control Methods*. Proc. of the ASCE, Sept. 1972.

CONTRIBUTIONS À L'ÉTABLISSEMENT D'UNE SOLUTION POUR LA DIMINUTION DU DEGRÉ DE COLMATATION PAR ALLUVIONS DANS LE CAS DES PRISES D'EAU POUR IRRIGATIONS, DE DANUBE

(Résumé)

On présente les résultats des recherches de laboratoire effectuées pour trouver des solutions qui peuvent réduire le colmatage des prises de type Gropeni.

L'étude est réalisée sur un modèle hydraulique à lit fixe et sans distorsions, obtenu à l'échelle 1 : 50, en adoptant le critérium de modélation Froude.

Les mesures effectuées à l'aide du modèle ont indiqué que les tourbillons créés dans le canal de la prise représentent la cause principale du colmatage intense de la prise ; ce phénomène se reflète quantitativement dans la valeur assez élevé du débit de mélange (d'échange) entre le Danube et le canal de la prise.

On analyse trois solutions pour réduire ce débit d'échange et en même temps les quantités d'alluvions qui se déposent dans le canal de la prise, mais la seule solution efficace est celle qui réalise un mole à l'entrée du canal de la prise.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.Z. 631.8 ; 633.2

INFLUENȚA ÎNGRĂȘĂMINTELOR ASUPRA CONSUMULUI DE APĂ LA IARBA DE SUDAN

DE

CHIRIL POPESCU și STELA AXINTE

1. Introducere

Iarba de Sudan reprezintă una dintre plantele furajere valoroase, în special pentru regiunile secetoase. La Caracal, pe cernoziom mediu levigat, iarba de Sudan și sorgul au asigurat cele mai mari producții de masă verde [4]. Această plantă valorifică foarte bine îngrășămintele minerale și organice. Astfel, la Mărculești, pe cernoziom castaniu, pentru 1 kg substanță activă (azot și fosfor) s-au obținut sporuri de recoltă de 111 ... 226 kg masă verde [2]. Sporuri însemnate de recoltă se obțin la această cultură și pe soluri brun roșcate de pădure [4].

În această lucrare se urmărește consumul de apă la iarba de Sudan sub influența îngrășămintelor minerale.

2. Metoda de cercetare

Experiențele au fost organizate în anii 1975 și 1976 în lizimetre de beton armat cu capacitatea de 0,89 m^3, amplasate în casa de vegetație.

Solul pe care s-a cultivat iarba de Sudan a fost un cernoziom mediu-levigat cu un conținut moderat în elemente nutritive (0,14% azot total, 6,81 mg fosfor asimilabil și 16,62 mg potasiu asimilabil la 100 g sol). Greutatea volumetrică a solului, pe adîncimea de 0 ... 85 cm, a fost în medie 1,19 g/cm^3, capacitatea pentru apă în cîmp 28,25%, iar coeficientul de ofilire 13,18%. Temperatura aerului s-a menținut la valorile mediei multianuale.

Însămînțarea s-a făcut în prima decadă a lunii mai, la o distanță de 12,5 cm între rînduri, folosind 30 kg sămînță la ha. La răsărirea plantelor s-a efectuat o uniformizare a densității, în toate variantele (150 plante/m^2).

Îngrășămintele s-au aplicat conform indicațiilor din tabelul 1, la următoarele epoci: întreaga doză de fosfor și potasiu și jumătate din doza de azot la pregătirea terenului pentru însămînțare, iar altă jumătate din doza de azot la înfrățirea plantelor.

În timpul vegetației s-au îndepărtat buruienile prin plivit.

Tabelul 1

Producția de masă verde și substanță uscată (q/ha) (media 1975—1976)

Varianta	Îngrășăminte aplicate kg/ha s.a.			Masă verde						Substanță uscată					
				Recolta			Total	Diferența față de V_1	Semnificația față de $S^2V \times A$	Recolta			Total	Diferența față de V_1	Semnificația față de $S^2V \times A$
	N	P_2O_5	K_2O	I	II	III				I	II	III			
1	—	—	—	241,07	317,80	160,59	719,45	—		31,52	41,47	29,96	102,95	—	
2	100,5	—	—	419,33	351,92	354,96	1 126,21	406,76	***	52,83	45,58	60,75	159,15	56,20	**
3	100,5	64	—	471,75	344,63	202,75	1 019,13	299,68	**	58,55	40,63	41,42	140,59	37,64	*
4	134,0	64	—	458,03	400,14	300,34	1 158,50	439,05	***	60,63	54,68	58,04	173,35	70,40	**
5	67,0	64	40	351,95	350,57	176,12	828,64	109,19		45,98	45,17	34,40	125,55	22,60	
6	100,5	64	40	325,12	409,35	269,25	1 003,72	284,27	**	45,03	51,78	55,56	152,38	49,43	**
7	134,0	—	40	443,18	374,75	177,77	995,69	276,24	**	62,50	52,60	38,88	153,97	51,02	*

DL 5% = 172,3 q/ha = 36,72 q/ha
DL 1% = 240,08 q/ha = 51,34 q/ha
DL 0,1% = 336,59 q/ha = 71,74 q/ha

Tabelul 2

Consumul de apă pe recolte (media 1975—1976)

Varianta	Răsărire — recolta I		Recolta I — Recolta II		Recolta II — Recolta III		Total
	m^3/ha	% din total	m^3/ha	% din total	m^3/ha	% din total	
1	1 178,40	32,45	2 025,9	36,97	1 675,7	30,58	5 480,1
2	1 950,2	33,04	2 180,7	36,94	1 771,7	30,02	5 902,6
3	1 861,7	33,58	2 036,8	36,74	1 645,9	29,64	5 543,4
4	1 769,4	30,61	2 230,6	38,59	1 780,1	30,80	5 780,1
5	1 963,7	34,47	2 111,8	37,07	1 621,2	28,46	5 696,8
6	2 024,8	33,47	2 322,8	38,39	1 716,2	28,37	6 049,9
7	1 937,5	33,28	2 186,9	37,56	1 697,8	29,16	5 822,2

Pentru determinarea consumului de apă s-au udat lizimetrele la intervale de 8 ... 14 zile, la suprafață, aplicîndu-se norme excedentare și colectîndu-se excesul de apă în vederea întocmirii bilanțului în fiecare lizimetru. Evapotranspirația determinată astfel este reală maximă.

Fiecare variantă cercetată a avut trei repetiții și datele din tabele reprezintă media determinată, din cei doi ani de experimentare. Prelucrarea datelor s-a efectuat după metoda analizei variantei.

3. Rezultatele obținute

La recoltarea plantelor s-au obținut datele concentrate în tabelul 1; acestea pun în evidență faptul că îngrășămintele au influențat în mod evident recolta de masă verde și substanță uscată. Dintre îngrășămintele folosite cele cu azot sporesc în cea mai mare măsură producția, după cum s-a constatat și în alte experiențe efectuate în această zonă [5]. Îngrășămintele fosfatice asociate cu cele azotoase în doză de 134 kg/ha N și 64 kg/ha P_2O_5 (V_4) asigură cele mai mari sporuri de recoltă. Înlocuirea îngrășămintelor fosfatice cu cele potasice duce la sporuri mai mici de recoltă (V_7).

Pe cernoziom levigat și sol brun-roșcat de pădure în cîmpia română, s-au dovedit economice doze asemănătoare de azot și fosfor [3]. Cultivată în mirișteă după borceag, pe cernoziom puternic levigat în bazinul Oltului inferior, iarba de Sudan a dat recolte bune la doza de 150 kg/ha N [1].

Urmărind consumul de apă se constată că, în condițiile climatice în care s-a lucrat, pentru cele trei recolte de nutreț, iarba de Sudan consumă anual 5 480,1 ... 6 049,9 m^3/ha (tabelul 2). Se remarcă influența temperaturii asupra evapotranspirației căci deși la prima recoltă producția este mai mare, consumul de apă este mai redus, iar la recolta a doua producția este ceva mai mică, iar consumul de apă mai ridicat.

Raportînd cantitatea de apă evapotranspirată la nutrețul obținut (substanță uscată) rezultă valori cuprinse între 333,43 și 532,31 l/kg. Îngrășămintele reduc considerabil consumul de apă. Astfel la doza de 134 kg/ha N și 64 kg/ha P_2O_5 (V_4) apa consumată reprezintă doar 62,6% față de consumul înregistrat în varianta martor fără îngrășăminte. Îngrășămintele azotoase în doză moderată (100,5 kg/ha N) reduc consumul de apă cu 30,5% (tabelul 3).

Urmărind consumul de apă diurn se constată că acesta sporește pe măsură ce plantele avansează în vegetație și temperatura aerului crește. Cele mai mari valori, de 66,1 m^3/ha pe zi, se înregistrează la sfîrșitul lunii iulie și începutul lunii august (tabelul 4).

4. Concluzii

1. Consumul total de apă, pentru cele trei recolte, a înregistrat valori cuprinse între 5 480,1 și 6 049,9 m^3/ha.

2. Pentru formarea părților aeriene plantele au consumat 333,4 ... 532,3 litri apă/kg substanță uscată.

Tabelul 3

Valorificarea apei (media 1975—1976, apă pentru un kg de substanță)

Varianta	Răsărire — Recolta I		Recolta I — Recolta II		Recolta II — Recolta III		Total	
	l/kg	% față de V_1	l/kg	% față de V_1	l/kg	% față de V_1	l/kg	% față de V_1
1	551,69	100,0	474,59	100,0	616,39	100,0	532,31	100,0
2	357,18	64,74	469,11	98,84	315,28	51,15	370,88	69,55
3	307,92	55,81	486,01	102,41	407,22	66,06	394,29	74,07
4	288,19	52,23	393,74	82,96	346,11	56,15	333,43	62,64
5	411,07	74,51	426,00	89,76	493,34	80,04	453,75	85,24
6	428,94	77,75	433,06	91,25	330,42	53,61	397,03	74,59
7	306,58	55,57	370,72	78,11	451,05	73,18	378,14	71,04

Tabelul 4

Consumul de apă diurn (media 1975—1976, m^3/ha/zi)

Varianta	Răsărire — Recolta I				Recolta II				Recolta III					
	27 V — 5 VI	6 VI — 18 VI	19 VI — 29 VI	30 VI — 7 VII	8 VII — 17 VII	18 VII — 27 VII	28 VII — 4 VIII	5 VIII — 12 VIII	13 VIII — 23 VIII	24 VIII — 4 IX	5 IX — 14 IX	15 IX — 23 IX	24 IX — 10 X	11 X — 20 X
1	26,8	38,5	49,9	51,0	36,5	49,7	58,7	51,1	33,7	29,2	38,3	35,4	29,4	29,1
2	31,3	40,6	54,7	55,9	37,1	52,8	60,6	60,7	34,3	34,0	40,1	42,4	33,8	34,9
3	28,0	39,8	53,7	49,8	29,6	52,3	62,0	50,4	30,5	34,6	40,2	43,4	23,6	27,0
4	27,4	35,5	52,2	41,8	37,2	51,9	64,4	59,7	33,4	41,7	41,5	44,2	34,2	27,8
5	28,5	41,0	54,0	58,7	55,8	56,0	64,0	43,2	34,8	39,4	40,8	43,4	23,8	26,5
6	30,1	42,0	55,5	60,5	37,5	60,4	56,0	59,9	33,5	39,9	40,5	43,4	28,6	31,2
7	29,0	42,0	54,6	61,4	37,1	59,1	66,1	47,0	35,6	32,3	40,1	37,5	28,0	33,4

3. Îngrășămintele minerale cu azot și fosfor au redus consumul specific cu 37,4%.

4. Consumul de apă diurn înregistrează cele mai mari valori (66,1 m^3/ha pe zi) la sfîrșitul lunii iulie și începutul lunii august.

5. Iarba de Sudan valorifică bine îngrășămintele minerale și în special cele azotoase. Recolte mari s-au obținut cu ajutorul îngrășămintelor azotoase asociate cu cele fosfatice în doză de 134 kg/ha N și 64 kg/ha P_2O_5.

Primită la 27 iuuie 1978

Institutul politehnic Iași,
Catedra de combaterea eroziunii solului, pedologie și topografie

BIBLIOGRAFIE

1. Bălan C. și colab., *Contribuții la stabilirea unor măsuri agrofitotehnice la succesiunea de culturi : borceag și iarbă de Sudan în condiții de irigare.* Anal. ICCPT, Fundulea, XXXVIII, s. B (1972).
2. Moga I. și colab., *Influența îngrășămintelor asupra producției și calității plantelor furajere în condițiile pedoclimatice ale cîmpiei Bărăganului.* An. ICCPT., Fundulea, XXXV, s. B (1969).
3. Moga I. și colab., *Influența îngrășămintelor asupra producției ierbii de Sudan și hibridului sorg × iarbă de Sudan pe cernoziomul levigat și sol brun roșcat de pădure din Cîmpia română.* An. ICCPT, Fundulea, XXXVIII, s. B (1972).
4. Hulpoi N. și colab., *Influența îngrășămintelor asupra producției și calității plantelor furajere în diferite condiții pedoclimatice din România.* An. ICCPT, Fundulea, XXXV, s. B (1969).
5. Popescu Ch. și Butnaru V., *Efectul prelungit al îngrășămintelor chimice aplicate la iarba de Sudan.* Lucr. șt. Inst. Agr. „Ion Ionescu de la Brad", Iași (1962).

L'INFLUENCE DES ENGRAIS SUR LA CONSOMMATION D'EAU POUR L'HERBE DE SUDAN

(Résumé)

On a étudié en lisimètres la consommation d'eau pur l'herbe de Sudan sous l'influence des engrais avec azote, phosphore et potassium.

L'évapotranspiration totale atteint des valeurs de 5 480,1 ... 6 049,9 m^3/ha et la consommation diurne moyenne est arrivée à 66,1 m^3/ha/jour, à la fin du mois juillet et au commencement d'août.

Pour la formation des parties aériennes les plantes ont consommé 333,4 ... 532,2 l eau/kg substance sèche.

Les engrais appliqués ont déterminé la meilleure valorification de l'eau en diminuant la consommation spécifique avec 37,4% et ont augmenté la production de l'herbe de Sudan.

Les quantités d'engrais les plus favorables sont de N_{134} et P_{64} kg/ha substance active.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.Z. 626.8

DETERMINAREA PIERDERILOR DE APĂ PRIN EVAPORAȚIE ȘI INFILTRAȚIE, DIN BAZINELE DE ACUMULARE FOLOSITE ÎN AGRICULTURĂ

DE

V. BĂLOIU și I. GIURMA

1. Introducere

Cunoașterea pierderilor este necesară la stabilirea volumului util al bazinelor de acumulare, volum ce se compune din trei părți: volumul utilizabil efectiv, volumul pierderilor prin evaporație și volumul pierderilor prin infiltrație, care trebuie calculate fiecare separat.

În cazul bazinelor pentru folosirea apei și pe timp de iarnă se iau în considerație și pierderile prin îngheț, dar, deoarece în agricultură nu se folosește apa din acumulări în cantități considerabile iarna, nu este cazul să se determine și aceste pierderi.

Pierderile prin evaporație și prin infiltrație depind de mai mulți factori. Influența factorilor este proporțională cu mărimea luciului de apă și cu volumul de apă din acumulare care la rîndul lui depinde de nivel. Atît suprafața luciului cît și nivelul apei în acumulare variază în decursul perioadei de regularizare. Pentru o determinare cît mai apropiată de realitate trebuie să se țină seama de această variație și de aceea în cazul regularizării anuale, care este cel mai frecvent întîlnit în agricultură, este rațional ca aceste pierderi să se calculeze pe fiecare lună în parte ținînd seama de valorile medii ale nivelului și ale suprafeței luciului de apă în lunile respective.

În cele ce urmează tratarea problemei se face din punct de vedere al posibilității folosirii unui mijloc rapid și precis de calcul — calculatorul electronic.

2. Metoda de cercetare

Se notează cu E grosimea stratului de apă evaporat ce se poate extrage din tabelul cu evaporația anuală (după P. Gîștescu) prezentat în lucrările [1], [2], pentru fiecare din cele 49 localități situate pe teritoriul țării noastre, care interesează bazinele folosite în scopuri agricole (situate la o altitudine mai mică de 500 m).

Se formează matricea $M[i,j]$ avînd ca elemente coeficienții pentru stabilirea evaporației lunare.

Se consideră vectorul $K_1 = K_1[n]$ avînd ca elemente coeficienții de corecție a evaporației anuale în funcție de adîncimea bazinului.

Se consideră vectorul $K_2 = K_2[m]$ avînd ca elemente coeficienții de corecție a evaporației anuale în funcție de lungimea bazinului.

Se prezintă în continuare modul de calcul al pierderilor prin evaporație și infiltrație ținînd seama de variația în timp (lunară) a adîncimii apei în bazin datorită afluenței și consumului și de variația adîncimii medii funcție de condițiile topografice existente în zona de amplasare a bazinului. Cu elementele stabilite mai sus se întocmește schema logică a programului pentru determinarea precisă a pierderilor prin evaporație și infiltrație dintr-un bazin de acumulare.

3. Rezultatele obținute

Cu ajutorul tabelelor 36, 35 și 34 din lucrarea [1] s-a constituit matricea $M[i,j]$:

$$M[i,j] = \begin{pmatrix} 0{,}05 & 0{,}13 & 0{,}15 & 0{,}16 & 0{,}17 & 0{,}15 & 0{,}09 & 0{,}06 & 0{,}03 & 0{,}01 & 0 & 0 \\ 0{,}03 & 0{,}05 & 0{,}09 & 0{,}13 & 0{,}16 & 0{,}17 & 0{,}16 & 0{,}11 & 0{,}07 & 0{,}03 & 0 & 0 \\ 0{,}03 & 0{,}04 & 0{,}08 & 0{,}12 & 0{,}15 & 0{,}17 & 0{,}16 & 0{,}12 & 0{,}08 & 0{,}05 & 0 & 0 \\ 0{,}02 & 0{,}03 & 0{,}08 & 0{,}11 & 0{,}15 & 0{,}18 & 0{,}15 & 0{,}12 & 0{,}08 & 0{,}08 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

și vectorii $K_1 = K_1[n]$ și respectiv $K_2 = K_2[m]$, unde $0 \leqslant i \leqslant 4$ și $0 \leqslant j \leqslant 12$

Indicele i este funcție de adîncimea apei în bazin (h_j): $i = 1$ pentru $h_j = 0 \ldots 5$ m; $i = 2$ pentru $h_j = 5 \ldots 10$ m; $i = 3$ pentru $h_j = 10 \ldots 15$ m; $i = 4$ pentru $h_j = 15 \ldots 25$ m.

Indicele j indică numărul de ordine al lunilor dintr-un an luat în studiu și anume: $j = 1$ pentru luna martie și $j = 12$ pentru luna februarie.

Vectorul $K_1 = K_1[n]$ are următoarele componente: $K_1[1] = 1{,}00$; $K_1[2] = 0{,}992$ și $K_1[3] = 0{,}969$, unde $0 \leqslant n \leqslant 3$. Indicele n este funcție de adîncimea apei în bazin (h_j) și anume: $n = 1$ pentru $h_j = 1 \ldots 10$ m; $n = 2$ pentru $h_j = 10 \ldots 15$ m; $n = 3$ pentru $h_j = 15 \ldots 25$ m.

Vectorul $K_2 = K_2[m]$ are următoarele componente: $K_2[1] = 1{,}068$; $K_2[2] = 1{,}043$; $K_2[3] = 1{,}031$; $K_2[4] = 1{,}00$; $K_2[5] = 0{,}987$; unde $0 \leqslant m \leqslant 5$. Indicele m este funcție de lungimea bazinului $L[m]$ și anume: $m = 1$ pentru $L[1] = 0{,}1$ km; $m = 2$ pentru $L[2] = 1{,}0$ km, $m = 3$ pentru $L[3] = 5{,}0$ km; $m = 4$ pentru $L[4] = 10{,}0$ km; $m = 5$ pentru $L[5] = 20{,}0$ km.

Se consideră $K_2 = 1{,}068$ pentru $L < 0{,}1$ km și $K_2 = 0{,}987$ pentru $L > 20$ km.

Cînd lungimea bazinului luat în studiu este cuprinsă între două din cele cinci lungimi de mai sus, atunci se recurge la o interpolare pentru a se obține o valoare a lui K_2 cît mai apropiată de realitate:

$$K_2 = K_2[m-1] + [K_2[m] - K_2[m-1]] \times \frac{L - L[m-1]}{L[m] - L[m-1]}.$$

Evaporația lunară, în general, în luna j, este dată de:

$$e[j] = EM\,[i,j], \text{ (mm/lună)}.$$

În lunile ianuarie și februarie evaporația este neglijabilă și deci $e[11] = e[12]=0$.

Evaporația lunară corectată pentru fiecare lună este:

$$e_c[j] = K_1[n]\,K_2[m]\,EM[i,j], \text{ (mm/lună).}$$

Evaporația lunară corectată reală pentru fiecare lună este:

$$e_{c_{real}}[j] = e_c[j] - p[j] = K_1[n]\,K_2[m]\,EM[i,j] - p[j], \text{ (mm/lună),}$$

unde $p[j]$ — precipitațiile lunare ce se indică pentru fiecare zonă de Institutul Meteorologic. Debitul pierdut prin evaporație pentru fiecare lună este:

$$q_e[j] = e_{c\,real}[j]\,\Omega[j]\,C, \text{ (m}^3\text{/lună),}$$

unde: C — coeficient de transformare a dimensiunilor, $\Omega[j]$ — suprafața luciului de apă în luna $[j]$.

Pierderile prin infiltrație au loc:

a) prin corpul barajului:

$$Q_B = KL_1 \frac{h_j^2}{2B_j}\ 86\,400, \text{ (m}^3\text{/zi);}$$

b) pe sub baraj:

$$Q_F = K_0 L_1 Z \frac{h_j^2}{B_0}\ 86\,400, \text{ (m}^3\text{/zi);}$$

c) prin cuneta bazinului:

$$Q_c = K_v[j] \frac{h_{cj}}{d}\ 86\,400, \text{ (m}^3\text{/zi),}$$

unde: L_1 — lungimea barajului, (m),

$$B_j = B_0 - 0{,}5 m_t h_j \text{ (m),}$$

K — coeficient de infiltrare prin baraj, (m/s), B_0 — distanța de la piciorul taluzului inundat pînă la axul drenului, (m), m_t — numitorul fracției taluzului inundat, K_0 — coeficientul de infiltrație pe direcția orizontală a terenului de fundație al barajului, (m/s), Z — grosimea stratului permeabil pe care este amplasat barajul, (m), K_v — coeficientul de infiltrație pe verticală, (m/s), h_{c_j} — diferența de cotă între nivelul apei în lac și nivelul piezometric al stratului drenant de sub cuneta bazinului, (m), d — grosimea stratului impermeabil de la suprafață, (m).

Debitul total infiltrat este:

$$q_{inf}[j] = Q_B + Q_F + Q_c, \text{ (m}^3\text{/zi).}$$

Se definește vectorul $V[r]$ cu următoarele componente:

$$V[12] = 28,\ V[2] = V[4] = V[7] = V[9] = 30,$$
$$V[1] = V[3] = V[5] = V[6] = V[8] = V[10] = V[11] = 31.$$

Debitul total al pierderilor prin evaporație și infiltrație pentru fiecare lună este:

$$q[j] = q_e[j] + q_{inf}[j]\,V[r], \quad \text{(m}^3\text{/lună).}$$

Schema logică a programului pentru determinarea debitului total pierdut este reprezentată în fig. 1.

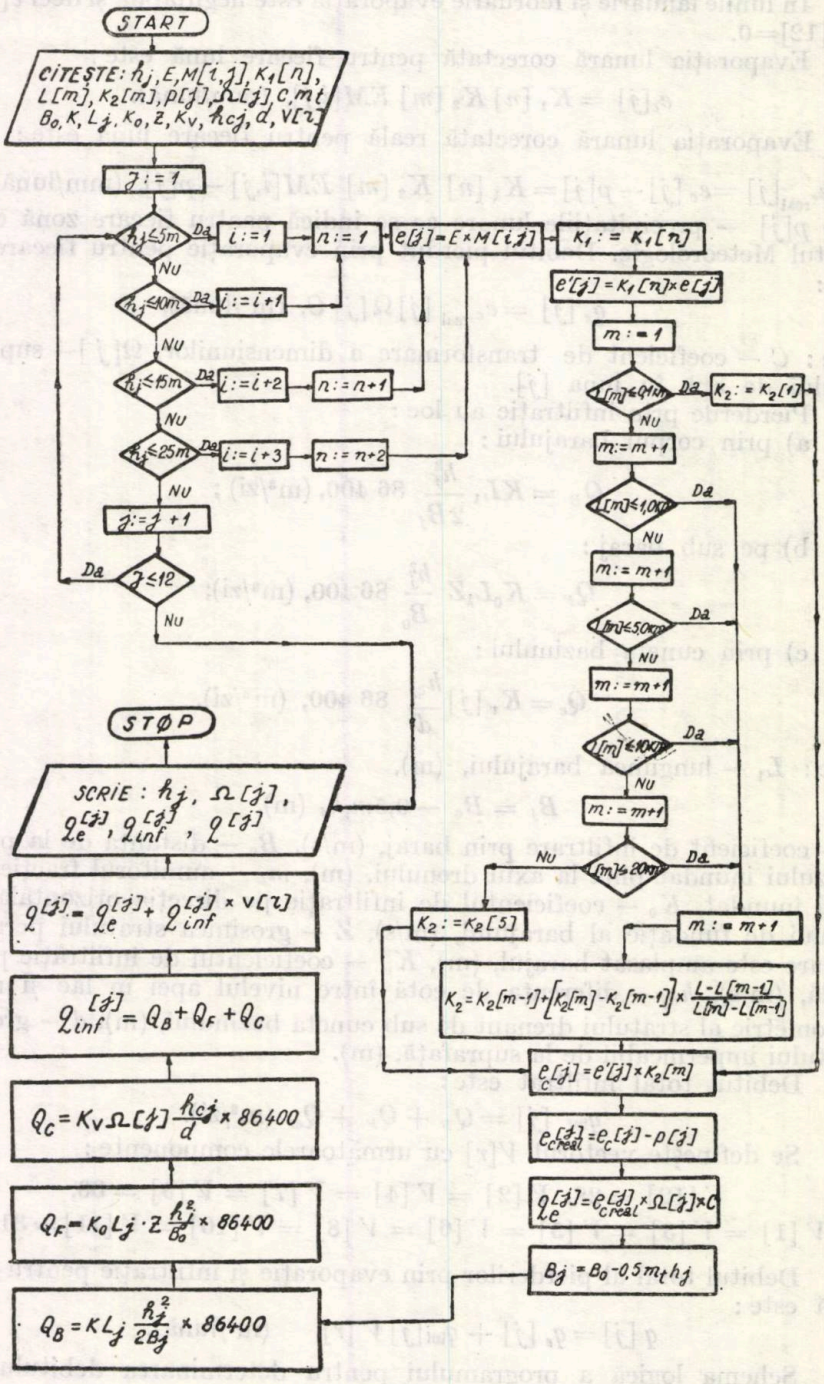


Fig. 1. — Schema logică a programului.

4. Concluzii

1. Pentru rezolvarea problemei determinării pierderilor de apă prin evaporație și infiltrație din bazinele de acumulare folosite în agricultură, utilizarea calculatorului electronic permite obținerea unor soluții într-un timp foarte scurt în comparație cu modul de determinare al lor prin metodele de calcul clasice și anume, 7 minute față de circa 50 ore necesare unui specialist (programul de calcul a fost testat la calculatorul electronic FELIX C-256).

2. Metoda de determinare a pierderilor cu ajutorul calculatorului electronic, pe lîngă economie de timp mai prezintă și avantajul unei precizii sporite în raport cu metodele clasice (erorile sînt de 2% față de circa 12%).

3. Pentru uniformizarea calculelor, economie de timp și exactitatea rezultatelor se creează posibilitatea de generalizare a metodei la toate micile acumulări din țară folosite în agricultură.

Primită la 14 iunie 1976

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de combaterea eroziunii solului,
pedologie și topografie

BIBLIOGRAFIE

1. Băloiu V., *Combaterea eroziunii solului și regularizarea cursurilor de apă.* EDP, Buc., 1967.
2. Mantz N., Popescu N., Trăşculescu N., *Baraje de pămînt și bazine de retenție în agricultură.* Ed. Agro-silvică, Buc., 1965.

LA DÉTERMINATION DES PERTES D'EAU PAR ÉVAPORATION ET INFILTRATION, DES BASSINS D'ACCUMULATION UTILISÉS DANS L'AGRICULTURE

(Résumé)

On propose un modèle mathématique pour la détermination des pertes d'eau par évaporation et infiltration, des bassins d'accumulation utilisés dans l'agriculture. On présente le schéma logique pour la programmation des calculs au calculateur électronique.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 627.8 ; 627.1

L'OPTIMISATION DE LA DÉTERMINATION DES DIMENSIONS DES BARRAGES DE CONSTRUCTION MIXTES, TYPE „FOCȘANI", POUR LA CORRECTION DES TORRENTS

PAR

N. POPOVICI et ELENA ENACHE-IFTODE

1. Introduction

Les barrages de construction mixtes (en terre et en béton) du type „Focșani" sont appliqués expérimentalement dans notre pays depuis à peu près deux années, dans un nombre réduit de cas ; leur utilisation est proposée, tout récemment, dans le cadre d'une innovation [1].

Les avantages de l'utilisation de ce type de barrage pas rapport aux barrages à fondation évasée de béton qui sont de nos jours largement répandus dans les projets téchniques, peuvent être concretisées principalement, dans ce qui suit : a) la réduction du prix de l'ensemble des travaux avec 40%, la réduction de la consommation des matériaux avec 38% (dont le ciment avec 34% et le sciage avec 85%), la réduction du main d'oeuvre avec 46% et celle des transports avec 36%; b) la possibilité de l'emplacement du barrage même sur les torrents aux bords peu stables ou dans des endroits peu accésibles ; c) dans les mêmes conditions d'emplacement favorable on peut réaliser des travaux d'une hauteur de deux à trois fois plus grande; d) ils peuvent remplacer certains ponts ou passerelles nécessaires à traverser les ravines etc.

Le corps du barrage se compose d'un massif de terre dont le talus aval est plaqué de préfabriqués en béton (marque B 200).

Les préfabriqués jouent le rôle de protéger le talus de terre contre l'action de l'eau qui déverse par dessus le barrage et en même temps d'assurer la stabilité du talus dans le cas des pentes sensiblement supérieures à celles qu'on utilise couramment pour les barrages de terre, afin d'obtenir des économies de matériel et par conséquent la réduction du côut des travaux.

Les préfabriqués ont une forme prismatique à base polygonale afin de permettre leur assemblage même sans mortier de ciment (fig. 1).

Le maçonnage manuel des préfabriqués a imposé la limitation de leurs dimensions afin qu'on ne dépasse pas le poids de 50 kg chaque pièce.

2. La méthode de travail

Afin d'introduire l'utilisation de ces barrages en production, on a étudié l'optimisation de la détermination des dimensions, afin qu'on puisse aboutir finalement à leur typisation, dans les calculs techniques. Dans cette direction on a abordé le problème du calcul de la stabilité au glissement et au renversement du perré en préfabriqués, pour une gamme large des valeurs

visant la hauteur du barrage (Y), les caractéristiques géotechniques de la terre qu'on utilise pour réaliser le massif, la hauteur de l'eau qui déverse (x), etc.

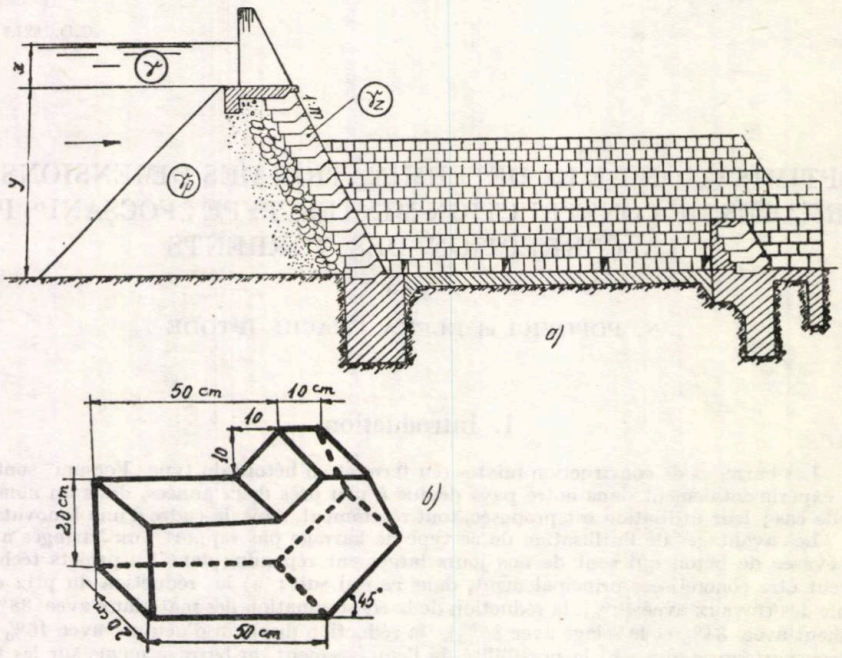


Fig. 1 — Le barrage de construction mixte, type „Focşani": *a*—section transrvesale du barrage ; *b* — détail préfabriqué.

Pour déterminer les forces de la poussée de la terre contre le perré en éléments préfabriqués, on a utilisé la formule de M. et A. Reimbert [2], qui se base sur le fait que l'angle du prisme de terre, lorsqu'un mur de soutient cède (dans notre cas le perré) et se déplace, respectivement l'angle entre le plan de rupture (ou de cession) et le parament amont du mur est nettement supérieur à celui admis par Coulomb (1773) et Rankine (1865), à savoir $\beta = 45° - \varphi/2$, et a la valeur $\beta = 45° - \varphi_0/3$ ou $\beta = 45° - \alpha/3$ [2]. La formule traditionnelle de Rankine, utilisée dans le calcul de la poussée active, a été remplacée par les relations:

$$E_q = \frac{P_q Y}{2} = \frac{qY}{2}\left(\frac{\pi - 20\alpha}{\pi + 20\alpha}\right)^2,$$

$$E_a = E_q + E_y = \frac{\gamma_p Y^2}{2}\left(\frac{\pi - 20\alpha}{\pi + 20\alpha}\right)^2\left(1 + \frac{q}{\gamma_p Y}\right),$$

$$\left(\frac{\pi - 20\alpha}{\pi + 20\alpha}\right)^2 \approx \operatorname{tg}^4\varphi\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{3}\right).$$

Ayant toujours en vue les recherches de M. et A. Reimbert on a considéré que la pression transmise par la surcharge q (donnée par l'eau qui déverse le barrage) a une distribution selon un diagramme triangulaire (fig. 2).

Le procédé C o u l o m b - R a n k i n e, qu'on emploie encore aujourd, hui sur une grande échelle, introduit dans les calculs une force de pression (E_q) qui est de deux fois plus grande, respectivement un moment trois fois plus grand, ce qui mène à des dimensions exagérées qui ne se justifient pas pour une exécution transversale, chaque fois qu'il est question de prendre en considération une surcharge uniformément distribuée sur un attérissement [3].

Le schèma qu'on a en vue pour le calcul de la stabilité du perré en préfabriqués est présenté dans la fig. 3.

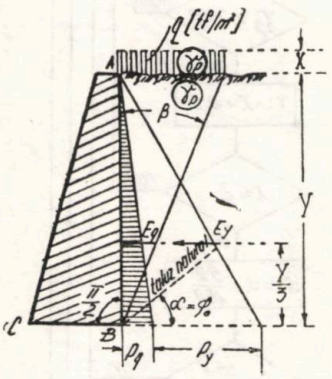


Fig. 2—Schéma fondamental pour le calcul de la poussée active d'un massif non-cohésif horizontal, à surcharge uniformément distribuée (q), selon M. et A. R e i m b e r t.

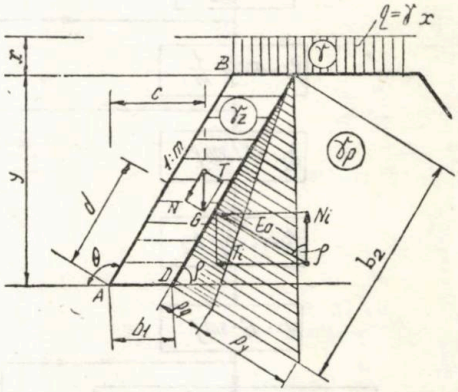


Fig. 3 — Schéma pour le calcul de la stabilité. du perré en préfabriqués.

Pour le calcul de la stabilité au glissement on a dressé le schéma logique STABAL, ayant comme but la détermination du coefficient de la stabilité au glissement, K (fig. 4). Le calcul de la stabilité au renversement a été conduit selon le schéma logique STABAR, afin de déterminer le coefficient de la stabilité au renversement, μ (fig. 5).

Les calculs ont été effectués à l'aide du calculateur électronique FELIX C-256.

Le domaine dans lequel on a travaillé pour les deux vérifications effectuées a été le suivant : a) la hauteur du barrage, $Y = 2 \ldots 10$ m ; b) la hauteur de la surcharge donnée par l'eau qui deverse, $x = 0,3 \ldots 2$ m; c) langle de frottement intérieur de la terre, $\varphi = \alpha = 20° \ldots 35°$; d) l'inclinaison du talus aval du barrage, $m = 0,3 \ldots 1,5$; e) le poids volumétrique de la terre du barrage, $\gamma_p = 1\,700 \ldots 2\,100$ kgf/m³ ; f) le coefficient de frottement entre les préfabriqués (béton sur béton), $f = 0,5 \ldots 0,7$.

3. Les résultats obtenus

Les résultats des calculs ont été concentrés dans les tableaux 1 et 2. Selon les résultats obtenus on observe que la stabilité du perré est assurée même pour des pentes du talus $m = 0,3 \ldots 0,4$.

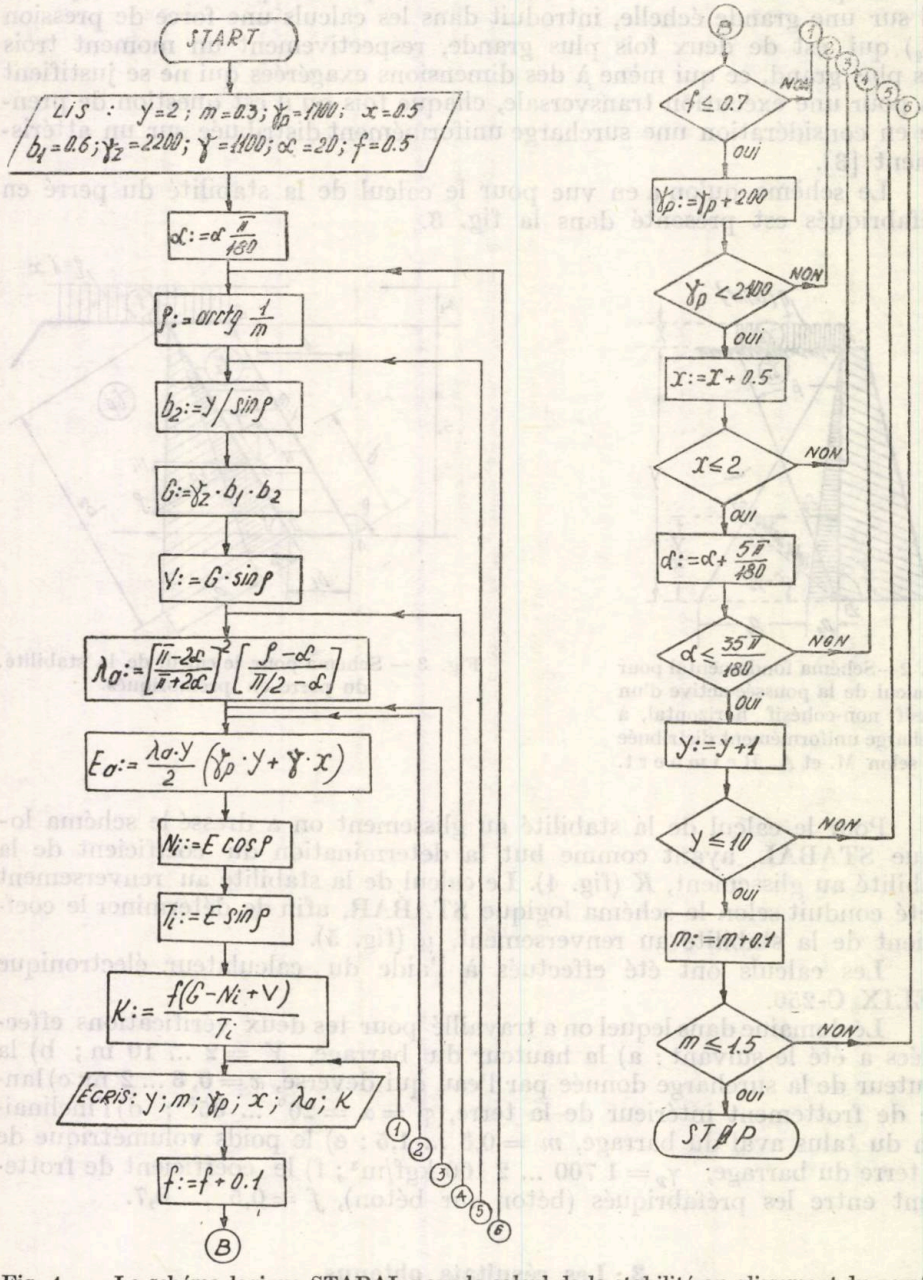


Fig. 4. — Le schéma logique STABAL pour le calcul de la stabilité au glissement du perré en prefabriqués.

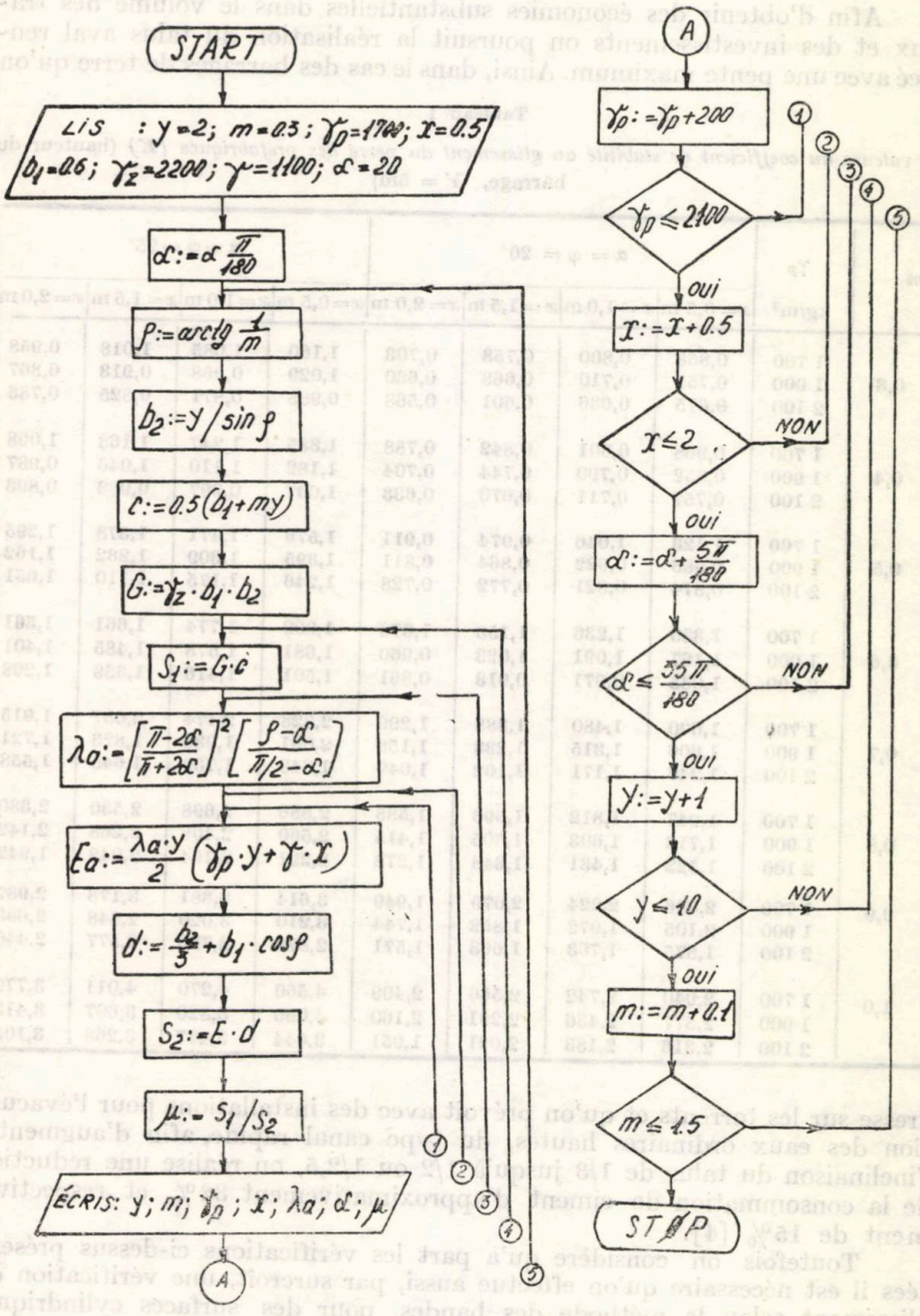


Fig. 5 — Le schéma logique STABAR pour le calcul de la stabilité au renversement du perré en préfabriqués.

Afin d'obtenir des économies substantielles dans le volume des travaux et des investissements on poursuit la réalisation du talus aval renforcé avec une pente maximum. Ainsi, dans le cas des barrages de terre qu'on

Tableau 1

Les valeurs du coefficient de stabilité au glissement du perré des préfabriqués (K) (hauteur du barrage, $Y = 5$m)

m	γ_p	$\alpha = \varphi = 20°$				$\alpha = \varphi = 25°$			
	kg/m³	x= 0,5 m	x = 1,0 m	x = 1,5 m	x= 2,0 m	x=0,5 m	x=1,0 m	x= 1,5 m	x= 2,0 m
0,3	1 700	0,858	0,800	0,758	0,703	1,160	1,085	1,018	0,958
	1 900	0,751	0,710	0,668	0,630	1,029	0,968	0,913	0,867
	2 100	0,675	0,636	0,601	0,568	0,988	0,871	0,825	0,783
0,4	1 700	0,968	0,901	0,842	0,788	1,335	1,247	1,168	1,098
	1 900	0,852	0,790	0,744	0,704	1,182	1,110	1,046	0,987
	2 100	0,757	0,711	0,670	0,633	1,007	0,997	0,963	0,893
0,5	1 700	1,123	1,046	0,974	0,911	1,576	1,471	1,378	1,295
	1 900	0,986	0,922	0,864	0,811	1,395	1,309	1,232	1,162
	2 100	0,874	0,821	0,772	0,728	1,246	1,175	1,110	1,051
0,6	1 700	1,330	1,236	1,153	1,078	1,900	1,774	1,661	1,561
	1 900	1,167	1,091	1,023	0,960	1,681	1,578	1,485	1,401
	2 100	1,035	0,971	0,913	0,861	1,501	1,416	1,338	1,268
0,7	1 700	1,600	1,480	1,388	1,299	2,328	2,174	2,037	1,915
	1 900	1,606	1,315	1,233	1,158	2,061	1,936	1,823	1,721
	2 100	1,247	1,171	1,102	1,040	1,843	1,739	1,645	1,558
0,8	1 700	1,947	1,812	1,693	1,585	2,886	2,698	2,530	2,380
	1 900	1,713	1,603	1,505	1,415	2,560	2,406	2,268	2,142
	2 100	1,522	1,431	1,348	1,272	2,291	2,164	2,048	1,942
0,9	1 700	2,386	2,224	2,079	1,949	3,614	3,381	3,173	2,987
	1 900	2,105	1,972	1,852	1,744	3,210	3,020	2,848	2,693
	2 100	1,875	1,763	1,663	1,571	2,878	2,720	2,577	2,446
1,0	1 700	2,940	2,742	2,566	2,409	4,560	4,270	4,011	3,779
	1 900	2,577	2,436	2,291	2,160	4,056	3,820	3,607	3,413
	2 100	2,316	2,183	2,061	1,951	3,644	3,447	3,268	3,105

dresse sur les torrents et qu'on prévoit avec des installations pour l'évacuation des eaux ordinaires hautes, du type canal rapide, afin d'augmenter l'inclinaison du talus de 1/3 jusqu'à 1/2 ou 1/2,5, on réalise une réduction de la consommation de ciment d'approximativement 32% et respectivement de 15% [4].

Toutefois on considère qu'à part les vérifications ci-dessus présentées il est nécessaire qu'on effectue aussi, par surcroît, une vérification du glissement selon la méthode des bandes, pour des surfaces cylindriques qui passent par le terrain de fondation des travaux.

Tableau 2

Les valeurs du coefficient de stabilité au renversement du perré des préfabriqués (μ) (hauteur du barrage, Y = 5 m)

m	γ_p kg/m³	$\alpha = \varphi = 20°$				$\alpha = \varphi = 25°$			
		x= 0,5 m	x = 1,0 m	x = 1,5 m	x = 2,0 m	x= 0,5 m	x= 1,0 m	x= 1,5 m	x= 2,0 m
0,3	1 700	0,541	0,510	0,483	0,458	0,703	0,663	0,627	0,595
	1 900	0,487	0,462	0,439	0,419	0,633	0,600	0,571	0,544
	2 100	0,443	0,422	0,403	0,386	0,576	0,549	0,524	0,501
0,4	1 700	0,725	0,683	0,646	0,613	0,952	0,897	0,849	0,805
	1 900	0,653	0,619	0,588	0,561	0,857	0,813	0,773	0,736
	2 100	0,594	0,565	0,540	0,516	0,780	0,743	0,709	0,678
0,5	1 700	0,943	0,888	0,840	0,797	1,254	1,182	1,111	1,060
	1 900	0,849	0,805	0,765	0,729	1,129	1,070	1,018	0,970
	2 100	0,772	0,735	0,702	0,672	1,027	0,978	0,934	0,893
0,6	1 700	1,202	1,134	1,072	1,017	1,623	1,530	1,447	1,373
	1 900	1,083	1,027	0,976	0,930	1,462	1,386	1,317	1,255
	2 100	0,985	0,938	0,896	0,857	1,329	1,266	1,209	1,157
0,7	1 700	1,514	1,427	1,350	1,280	2,078	1,959	1,853	1,758
	1 900	1,363	1,292	1,228	1,171	1,872	1,774	1,687	1,608
	2 100	1,240	1,181	1,127	1,078	1,702	1,621	1,548	1,481
0,8	1 700	1,887	1,778	1,682	1,596	2,642	2,491	2,356	2,223
	1 900	1,699	1,611	1,531	1,459	2,379	2,225	2,144	2,043
	2 100	1,545	1,472	1,405	1,344	2,164	2,061	1,968	1,883
0,9	1 700	2,333	2,200	2,080	1,974	3,343	3,151	2,981	2,827
	1 900	2,101	1,992	1,894	1,805	3,010	2,854	2,713	2,586
	2 100	1,911	1,820	1,738	1,663	2,738	2,608	2,490	2,382
1,0	1 700	2,869	2,704	2,558	2,426	4,220	3,978	3,762	3,569
	1 900	2,583	2,449	2,328	2,219	3,800	3,603	3,425	3,264
	2 100	2,349	2,238	2,137	2,044	3,456	3,292	3,143	3,007

4. Conclusions

1. Les vérifications concernant la stabilité du perré en préfabriqués constituent une condition obligatoire dans le calcul de ce type de travaux.

2. La présentation finale sous forme de tableaux des résultats obtenus réduit le temps consacré aux projets techniques, élimine les erreurs de calcul et simplifie l'étude des variantes d'aménagement.

3. Grâce à la manière rigoureuse dont on a effectué les calculs pour le domaine en question, on peut reconnaître la présence des prémises certaines pour la généralisation en production de ces types de travaux.

Reçue le 19 mai 1978

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire pour le Combat de l'errosion du sol,
Pédologie et Topographie

BIBLIOGRAPHIE

1. Cuculas I., *Praguri şi baraje din prefabricate de beton tip „Focşani" pentru amenajarea ravenelor şi torenţilor.* Material DIFCA : *Eliminarea excesului de umiditate de pe versanţi*, 1976.
2. Reimbert M. et A., *Murs de soutènement.* Eyrolles, Paris, 1969.
3. Munteanu S. A., *Baraje economice „subdimensionate" pentru amenajarea torenţilor şi unele cercetări moderne din domeniul împingerii pămîntului.* Silvicultura şi Exploatarea pădurilor, *1* (1977).
4. Voicu D., Cutaş C., *Unele probleme privind proiectarea şi execuţia barajelor de pămînt pe ravene şi torenţi.* Material DIFCA : *Tehnologie CES'78*, 1978.

OPTIMIZAREA DIMENSIONĂRII BARAJELOR MIXTE, TIP „FOCŞANI", PENTRU CORECTAREA TORENŢILOR

(Rezumat)

Se prezintă optimizarea dimensionării unor baraje din pămînt cu taluzul aval consolidat cu prefabricate de un tip special, de beton, pentru corectarea torenţilor.

Sînt expuse două scheme logice pentru calculul stabilităţii pereului din prefabricate şi unele dintre rezultatele obţinute în urma efectuării calculelor cu ajutorul calculatorului electronic FELIX C-256.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.Z. 663.6

UTILIZAREA METODELOR DE CALCUL AUTOMAT LA DIMENSIONAREA RAȚIONALĂ A INSTALAȚIILOR DE EPURARE A APELOR UZATE

DE

M. DIMA, ȘT. POPESCU, AURORA DIMA și ALEXANDRINA LEO-MIZA

1. Introducere

Creșterea ritmului de industrializare, de dezvoltare a agriculturii și de extindere a localităților, precum și procesul continuu de urbanizare, impune o dezvoltare corespunzătoare a lucrărilor de gospodărire a apelor în scopul protecției calității apelor de suprafață și subterane. O pondere însemnată în acțiunea de prevenire și combatere a poluării apelor o reprezintă stațiile de epurare care reclamă un efort financiar deosebit în comparație cu alte sectoare de activitate din cadrul economiei naționale [1], [2].

În aceste condiții problema determinării soluțiilor tehnico-economice optime pentru instalațiile de epurare prezintă o importanță de prim ordin.

Orice metodă de epurare a apelor uzate pune implicit și problema tratării nămolurilor care, în condițiile reținerii unor cantități de 1 ... 5 % din volumul de ape uzate, cheltuielile aferente tratării lor reprezintă circa 40% din costul total al epurării. Pentru reducerea acestor cheltuieli, singura cale o constituie deshidratarea nămolului. Dintre metodele cunoscute de reducere, prin deshidratare, a volumului nămolului, îngroșarea gravitațională constituie soluția cea mai simplă, sigură și ieftină [3]. Complexitatea procesului de îngroșare, influențată direct sau indirect de numeroși factori fizici și chimici a făcut ca metodologia de calcul adoptată la proiectarea bazinelor de îngroșare, atît în țară cît și pe plan mondial, să prezinte tendințe pronunțate de simplificare, în concordanță cu posibilitățile calculului manual.

Sistemul de programe pentru calculul automat al îngroșătorului de nămol din cadrul unei instalații de epurare a apelor uzate — obiectul lucrării de față — reprezintă prima încercare de acest fel, din țară, în problema respectivă.

2. Aspectul calitativ al îngroșării

Fenomenul sedimentării în masă, caracteristic lichidelor cu concentrații ridicate în suspensii sau nămolurilor, se definește prin formarea unei suprafețe de separație apă — nămol, a cărei viteză de depunere descrește pe măsură ce concentrația suspensiilor crește. Rezultă că procesul de îngroșare se caracterizează prin variația particulelor floculante grupate în

aglomerări și a eliminării lichidului dintre aglomerări, în prima fază și din interiorul lor prin scindarea aglomerărilor, în faza finală.

Urmărindu-se în laborator variația în timp a poziției suprafeței de separație, se poate întocmi curba de depunere a fiecărui tip de nămol analizat. Din analiza curbelor de depunere (sedimentare) a diferitelor nămoluri, se pot obține suficiente date necesare pentru proiectarea îngroșătorilor. Totuși, efectele secundare provocate de gradienții de concentrație, precum și de alte cauze, pot genera erori semnificative în ceea ce privește interdependența viteză — concentrație, dedusă pe baza curbelor de depunere. În asemenea situații este indicat a se utiliza diagrama de variație a fluxului solidelor în raport cu concentrația, prin flux înțelegîndu-se cantitatea de suspensii floculante care formează un strat și trece în unitatea de timp printr-o suprafață unitară a bazinului. Conform acestei definiții fluxul solidelor se calculează cu relația :

$$F = CV. \tag{1}$$

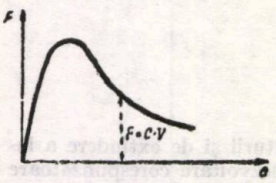


Fig. 1

Reprezentarea grafică a fluxului solidelor în coordonatele sale de definiție este ilustrată în fig. 1. Rezultă că nămolurile diluate sedimentează rapid, dar pe măsură ce concentrația crește, viteza de sedimentare descrește mai mult și tinde spre zero la concentrații extrem de mari. În consecință fluxul solidelor tinde spre zero la concentrații mici (nămoluri apoase) și la concentrații mari, prezentînd un maxim la concentrații intermediare.

3. Modelul matematic al interdependenței flux—concentrație pe baza rezultatelor obținute experimental

În cadrul laboratorului catedrei de beton armat și construcții hidrotehnice s-au analizat nămolurile fermentate provenite de la stația de epurare a municipiului Iași, pentru care s-au întocmit curbele de variație ale fluxului în raport cu concentrația variabilă a nămolului.

Din analiza reprezentărilor grafice a perechilor de valori (C_i, F_i), în care $i = 1, 2, 3, ..., n$, în baza mărimilor (C_i, V_i) deduse experimental, se constată că punctele se dispun după o curbă (fig. 1) care prezintă două extreme și un punct de inflexiune. Această variație a funcției $F = f(C)$ poate fi analizată în vederea interpretării juste a datelor experimentale prin aproximarea funcției printr-un poligon de grad mai mare sau egal cu trei. În acest scop, s-a utilizat metoda celor mai mici pătrate [4].

Se admite că poligonul prin care se aproximează funcția este de forma :

$$F(C) = a\,C^4 + b\,C^3 + c\,C^3 + d\,C + e. \tag{2}$$

Din condiția ca suma pătratelor abaterilor $\sum_{i=1}^{n} \varepsilon_i^2$, să fie minimă, în care ε reprezintă diferența dintre valoarea F_i dedusă experimental și valoarea $F(C_i)$ stabilită prin înlocuirea lui C_i în ecuația (2), se determină

coeficienții poligonului. Se obțin astfel cinci ecuații cu cinci necunoscute, exprimate prin matricile:

$$(3)\quad R = \begin{Vmatrix} \sum_{i=1}^{n} c_i^8 & \sum_{i=1}^{n} c_i^7 & \sum_{i=1}^{n} c_i^6 & \sum_{i=1}^{n} c_i^5 & \sum_{i=1}^{n} c_i^4 \\ \sum_{i=1}^{n} c_i^7 & \sum_{i=1}^{n} c_i^6 & \sum_{i=1}^{n} c_i^5 & \sum_{i=1}^{n} c_i^4 & \sum_{i=1}^{n} c_i^3 \\ \sum_{i=1}^{n} c_i^6 & \sum_{i=1}^{n} c_i^5 & \sum_{i=1}^{n} c_i^4 & \sum_{i=1}^{n} c_i^3 & \sum_{i=1}^{n} c_i^2 \\ \sum_{i=1}^{n} c_i^5 & \sum_{i=1}^{n} c_i^4 & \sum_{i=1}^{n} c_i^3 & \sum_{i=1}^{n} c_i^2 & \sum_{i=1}^{n} c_i \\ \sum_{i=1}^{n} c_i^4 & \sum_{i=1}^{n} c_i^3 & \sum_{i=1}^{n} c_i^2 & \sum_{i=1}^{n} c_i & n \end{Vmatrix}, \quad S = \begin{Vmatrix} a \\ b \\ c \\ d \\ e \end{Vmatrix}, \quad T = \begin{Vmatrix} \sum_{i=1}^{n} F_i C_i^4 \\ \sum_{i=1}^{n} F_i C_i^3 \\ \sum_{i=1}^{n} F_i C_i^2 \\ \sum_{i=1}^{n} F_i C_i \\ \sum_{i=1}^{n} F_i \end{Vmatrix}.$$

Sub formă matriceală se poate scrie relația:

$$(4)\quad RS = T.$$

Pentru determinarea matricei coeficienților poligonului din ecuația (2) se procedează în modul următor. Se amplifică la stînga relația (4) cu R^{-1}:

$$(5)\quad R^{-1}RS = R^{-1}T.$$

Notînd cu U matricea pătrată unitate de ordinul cinci, relația (5) poate fi scrisă sub forma:

$$(6)\quad US = R^{-1}T \text{ sau } S = R^{-1}T.$$

În vederea rezolvării rapide a problemei s-a întocmit un program în limbaj FORTRAN aplicabil la calculatorul electronic Felix C-256 existent în Iași. În fig. 2 este prezentată schema logică bloc unde s-a notat cu L numărul de determinări pentru setul de experiențe K (cu aceeași concentrație inițială), cu M numărul total de seturi de experiențe în concentrații inițiale diferite.

Tabelul 1

H_0 m	Fluxul solidelor, [kg/m² h]	
	experimental	teoretic
1,25	5,70	6,00
1,00	5,45	5,00
0,75	5,35	5,35
0,50	2,00	2,00
0,35	1,20	1,36

În tabelul 1 sînt prezentate datele referitoare la fluxul solidelor din nămolul fermentat analizat, determinate pe cale experimentală și prin metoda teoretică expusă, corespunzător diferitelor adîncimi inițiale. În fig. 3 este ilustrat modul de variație a fluxului, stabilit prin cele două metode, pentru înălțimea inițială a nămolului $H_0 = 1{,}25$ m.

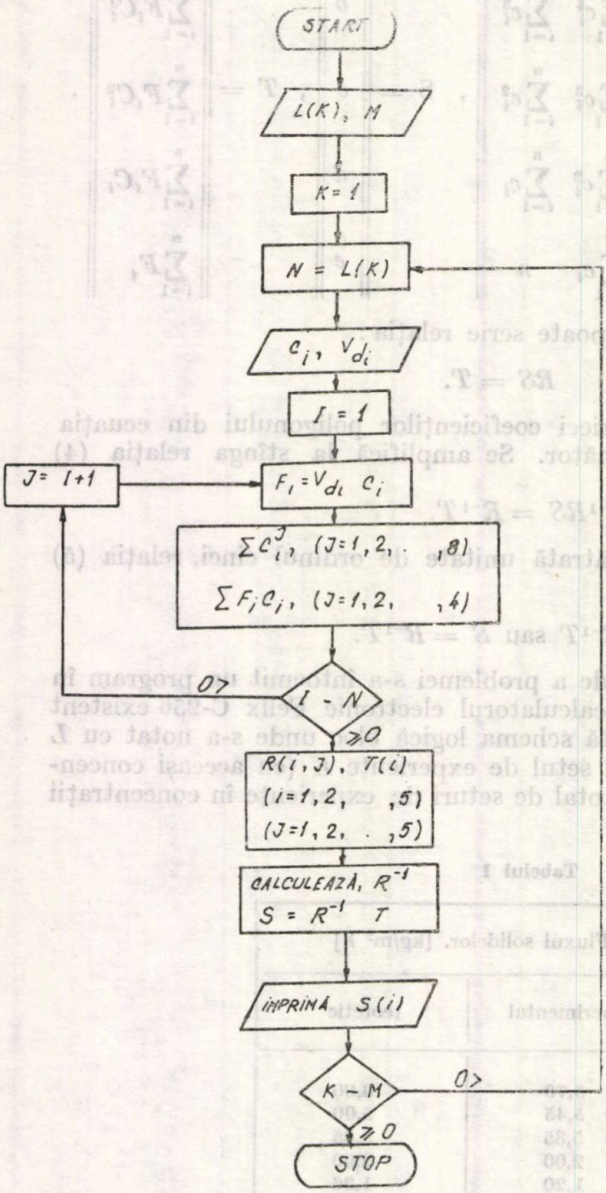


Fig. 2

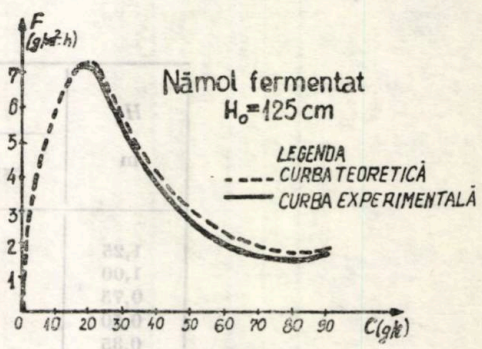


Fig. 3

4. Concluzii

Necesitatea rezolvării operative a unei mari varietăţi de probleme, caracteristice procesului de îngroşare a nămolului, în vederea stabilirii soluţiilor optime de proiectare, impune adoptarea şi generalizarea metodelor automate de calcul, ale căror programe permit utilizarea, ca echipament de bază, a calculatorului românesc Felix C-256 la capacitatea sa cea mai răspîndită, în prezent, în toate localităţile ţării.

Notaţii

F — fluxul solidelor, [kg/m^2.h],
V — viteza de depunere a particulelor solide, [m/s].
C — concentraţia gravimetrică a nămolului, [kg/m^3].

Primită la 4 martie 1977

Institutul politehnic, Iaşi,
Catedra de beton armat şi construcţii hidrotehnice
Catedra de organizare şi conducere
şi
Catedra de hidraulică şi hidroamelioraţii

BIBLIOGRAFIE

1. Dick R., *Attitudes in Sludge Treatment on Disposal.* J. Environmental Eng., Div. EE$_5$, **100**, *10*(1974).
2. Ghederim V. ş.a., *Tendinţe actuale în prelucrarea nămolurilor provenite din epurarea apelor uzate.* Hidrotehnica, **19**, *5*, 221—225 (1974).
3. Dima M., *Contribuţii la studiul şi dimensionarea îngroşătoarelor de nămol.* Teză de doctorat, Inst. polit. Iaşi, 1976.
4. Rumşiski Z.L., *Prelucrarea matematică a datelor experimentale,* (trad. din l. rusă). Ed. Tehn., Buc., 1974, 61—115.

L'UTILISATION DES MÉTHODES DE CALCUL AUTOMATIQUE POUR LE DIMENSIONEMENT RATIONNEL DES INSTALLATIONS DE PURIFICATION DES EAUX USÉES

(Résumé)

Le problème d'optimisation des solutions technico-économiques pour les installations de purification des eaux usées est d'une importance de premier ordre. Ce problème est particularisé, dans le présent travail, pour le calcul d'un épaississeur à boues pour lequel on a réalisé un programme en langage FORTRAN.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 1—4, 1978
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 626.8

L'INFLUENCE DE LA COLMATATION SUR LA CAPACITÉ DES CANIVEAUX PARABOLIQUES

PAR

DOBRICĂ LEU, DAN LOGHIN, DINA LOGHIN et STELIANA TOMA

1. Introduction

Grâce aux recherches effectuées concernant le système d'irrigation Tecuci-Nicoreşti (I.E.L.I.F., Galaţi), par contract, sur la débitmétrie du réseau de distribution de l'eau (canaux et caniveaux paraboliques), on a constaté l'existence des différences assez grandes entre les débits réels et ceux du projet.

Dans ce qui suit on étudie seulement le cas des caniveaux paraboliques. Les différences observées sont dûes à la colmatation des caniveaux, qui souvent atteigne des valeurs de 0,2...0,3 et même plus grandes du rapport entre la hauteur de la couche d'alluvions et la profondeur du caniveau.

On observe que la décolmatation a lieu une fois par an, c'est-à-dire presque toute l'année les caniveaux paraboliques fonctionnent en état de colmatation.

Pour connaître les débits, le personel d'exploitation possède une courbe de tarage, qui appliquée aux sections colmatées conduit à des valeurs eronnées, plus grandes que celles réeles.

On propose, dans ce qui suit, une méthode pour déterminer le débit réel dans les caniveaux paraboliques colmatés.

2. Le modèle mathématique du phénomène

La relation pour le calcul du débit utilisée d'habitude, basée sur la formule des pertes de charge de Chézy, est (en unités du S.I.) de la forme :

$$Q = AC\sqrt{Ri} = \frac{1}{n} A^{5/3} P^{-2/3} i^{1/2}, \tag{1}$$

où : Q est le débit, A — la section vive, C — le coefficient de Chézy, R — le rayon hydraulique, P — le périmètre mouillé, i — la pente du fond du caniveau, n — le coefficient de la rugosité (globale) du caniveau.

Remarques.

1. La relation est valable seulement dans le cas du mouvement uniforme.

2. Le régime normale du fonctionnement du caniveau n'étant pas quadratique et la nature du matériel dont l'on a confectioné représentant une constante, le coefficient de rugosité dépendra du nombre $\mathcal{R}e$, conformément à le théorie du régime.

Pour déterminer le débit réel du caniveau parabolique on propose la relation :

$$Q_{\text{réel}} = c_n\, c_c\, Q_f\,, \tag{2}$$

où : $Q_{\text{réel}}$ est le débit réel du caniveau parabolique (fig. 1), Q_f — le débit donné par la courbe de tarage, $c_n = f(\mathcal{R}e, c, d_{50})$ — le coefficient de correction qui considère aussi le régime d'écoulement, où : $\mathcal{R}e = vR/\nu$, v — la vitesse moyenne dans la section de l'eau, R — la rayon hydraulique, ν — le coefficient de viscosité cinématique, $c = h_c/h$ — le coefficient de colmatation, avec h_c — la hauteur de la couche d'alluvions, h — la profondeur de l'eau dans le caniveau noncolmaté, d_{50} — le diamètre caractéristique de la couche alluviale,

$$c_c = \frac{[A^{5/3}\, P^{-2/3}]_c}{[A^{5/3}\, P^{-2/3}]} = f(h_c\,, h) \tag{3}$$

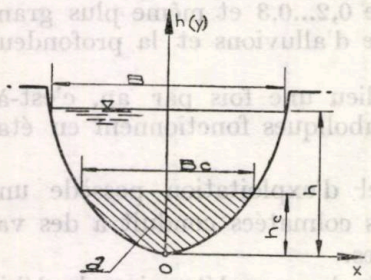


Fig. 1. — Section transversale du caniveau parabolique colmaté : h — la profondeur de l'eau dans le caniveau parabolique noncolmaté, h_n — la hauteur de la couche d'alluvions, B_n — la largeur à la surface de la couche d'alluvions, a — alluvions.

— le coefficient de corection qui tient compte de la colmatation.

Ayant en vue les expressions de la section vive, du perimètre mouillé et de la largeur d'un caniveau parabolique, de l'expression $x^2 = 2py$, avec $p = 0{,}2$ et $\tau_i = h_i/p = h/0{,}2$, il en résulte l'expression suivante pour le coefficient de correction qui prend en considération la colmatation :

$$c_c = [1 - (h_c/h)^{1{,}5}]^{1{,}66}[1 - (P_c - B_c)/P_h]^{-0{,}66}, \tag{4}$$

où :

$$P_i = 0{,}2\,[\sqrt{2\tau_i + (1 + 2\tau_i)} + \ln(\sqrt{2\tau_i} + \sqrt{1 + 2\tau_i})] \tag{5}$$

est le perimètre mouillé, $B_c = 1{,}265\sqrt{h}$ — la largeur à la surface, c — indicateur de la section colmatée dans les calculs, h — indicateur qui regarde la section noncolmaté.

3. Résultats obtenus

En calculant le coefficient c_c pour divers degrés de colmatation, on a obtenu les résultats presentés dans le tableau 1 et la fig. 2.

Tableau 1

h \ h_c	0,005	0,01	0,05	0,1	0,15	0,2	0,3
0,2	0,9941	0,9834	0,8178	0,5129	0,1944		
0,4	0,9981	0,9946	0,9393	0,8287	0,6889	0,5312	0,2070
0,6	0,9990	0,9973	0,9691	0,9116	0,8369	0,7488	0,5448
0,8	0,9994	0,9983	0,9812	0,9458	0,8991	0,8433	0,7101

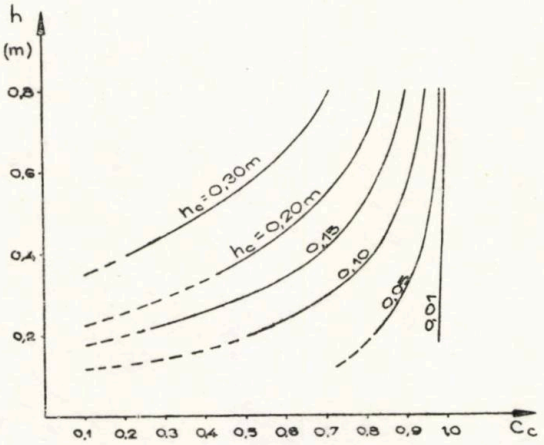


Fig. 2. — Nomogramme pour la détermination du coefficient de corrections c_c : h — la profondeur de l'eau dans le caniveau parabolique, h_c — la hauteur de la couche d'alluvions.

Les résultats expérimentaux obtenus conduisent à la conclusion que les différences entre les débits donnés par la courbe de tarage et celles réels représentent surtout l'effet de la colmatation.

Les débits calculés à l'aide de la relation;

$$Q = c_c Q_f$$

présentent une déviation de 7% au maximum par rapport aux débits réels, deviations qui s'expliquent par l'absence, dans les calculs, du coefficient c_n.

4. Conclusions

1. La colmatation réduit la capacité de transport des caniveaux.

2. La considération du coefficient c_c, proposé par les auteurs, permet une connaissance assez exacte du débit des caniveaux colmatés.

3. Il faut continuer les recherches pour établir une nomogramme pour le coefficient c_n.

Reçue le 2 août 1978

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Hydraulique et Hydroaméliorations

INFLUENȚA COLMATĂRII ASUPRA CAPACITĂȚII DE TRANSPORT A JGHEABURILOR

(Rezumat)

Colmatarea jgheaburilor din rețeaua de distribuție a apei, de-a lungul perioadei de irigație, conduce la diferențe relativ mari între debitele reale și cele de proiectare.

Pentru corectarea debitului citit pe cheia limnimetrică se propun doi coeficienți : c_c , care ține seama de colmatare și c_n , care ia în considerare regimul de curgere.

Nomograma prezentată permite determinarea valorii coefcientului c_c atunci cînd se cunosc grosimea stratului de aluviuni și citirea la mină. Debitul astfel corectat diferă cu cel mult 7% de cel real, abatere explicată prin neconsiderarea coeficientului c_n. Autorii își propun continuarea cercetărilor în vederea obținerii nomogramei pentu determinarea coeficientului c_n .

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXIV (XXVIII), Fasc. 3—4, 1978
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

RECENZII

BOOK REVIEWS РЕЦЕНЗИИ

RASPER L., *The Bucket Whell Excavator* (BWE). First Edition, Trans Tech Publ., Aedermannsdorf, 1975, 370 pp.

The volume *The Bucket Wheel Excavator* describes the development of the BWE and the various design forms in present available. Is also concentrates on the experience obtained when digging hard and difficult soils. Results of investigations are given concerning the determination of the digging resistances for various materials and the problem of curve negotiation of the crawler groups. The variation of ground bearing pressure under giant crawlers and the dimensioning of ball race slewing rings under slewable superstructures are discussed in detail. Sample calulations drawn from actual experience and details of dimensioning and material selection for different mechanical components provide a basis for deeper understanding of the problems occuring in the design of a wheel excavator. Of special interest to the mining and earth-moving engineer should also be the many case stories of mines and civil engineering projects in wich wheel excavators are being used.

The author summarizes in this book his great knowledge and experience in the field of development, construction and application of bucket wheel excavators.

This volume represents the English Edition of the book *Der Schaufelradbagger als Gewinnungsgerät* which published in December 1973 by Trans Tech Publications.

The book's contents include the following chapters : 1. Origin and Development of the Bucket Wheel Excavator; 2. Methods of Operation of Wheel Excavators ; 3. Bucket Wheel Excavator Design ; 4. Cutting Resistance and Digging Power ; 5. Regulations for Load Assumptions ; 6. The Bucket Wheel ; 7. Conveyor Belts on Bucket Wheel Excavators ; 8. Crawlers for Bucket Wheel Excavator ; 9. Lubrication Technology for Bucket Wheel Excavators ; 10. The Main Slewing Mechanism of the Bucket Wheel Excavator ; 11. The Steel Structure of the Bucket Wheel Excavator ; 12. Electrical Equipment for Bucket Wheel Excavators ; 13. The Role of the Bucket Wheel in Excavation ; 14. Bucket Wheel Ecavator Mining Systems.

This book will be valuable help to the engineers of equipment construction as well as to the engineers of equipment operation when dealing with their manifold problems.

A. Dima

Nr. coli 5

Tiparul executat la Întreprinderea poligrafică Iași, str. V. Alecsandri nr. 6, sub cd. 267
REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA

40822

1979 OKT 23